Cleverson Alves de Lima
Camille Maria Lino dos Santos Gentil
Louise Santos Silva
Wesley Mervile Silva
Graziela Santos Sousa
Isadora Magalhães Souza
Jocielle Rodrigues da Silva

Práticas Laboratoriais em Mecânica dos Solos

Ensaios, Procedimentos e Verificações

Editora Poisson

Cleverson Alves de Lima
Camille Maria Lino dos Santos Gentil
Louise Santos Silva
Wesley Mervile Silva
Graziela Santos Sousa
Isadora Magalhães Souza
Jocielle Rodrigues da Silva

Práticas laboratoriais em mecânica dos solos: ensaios, procedimentos e verificações

1ª Edição

Belo Horizonte

2026

Editor Chefe: Dr. Darly Fernando Andrade

Conselho Editorial
Dr. Antônio Artur de Souza – Universidade Federal de Minas Gerais
MSc. Davilson Eduardo Andrade
Dra. Elizângela de Jesus Oliveira – Universidade Federal do Amazonas
MSc. Fabiane dos Santos
Dr. José Eduardo Ferreira Lopes – Universidade Federal de Uberlândia
Dr. Otaviano Francisco Neves – Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais
Dr. Luiz Cláudio de Lima – Universidade FUMEC
Dr. Nelson Ferreira Filho – Faculdades Kennedy
MSc. Valdiney Alves de Oliveira – Universidade Federal de Uberlândia

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

L320p
Práticas laboratoriais em mecânica dos solos: ensaios, procedimentos e verificações / Cleverson Alves de Lima , Camille Maria Lino dos Santos Gentil, Louise Santos Silva, Wesley Mervile Silva, Graziela Santos Sousa, Isadora Magalhães Souza, Jocielle Rodrigues da Silva – Belo Horizonte MG: Editora Poisson, 2026. 375 p.

Formato: PDF
ISBN: 978-65-5866-671-4
DOI: 10.36229/978-65-5866-671-4
Modo de acesso: World Wide Web
Inclui bibliografia

1. Mecânica dos Solos 2. Geotecnia. 1. LIMA, Cleverson Alves de 2. GENTIL, Camille Maria Lino dos Santos 3. SILVA, Louise Santos 4. SILVA, Wesley Mervile 5. SOUSA, Graziela Santos 6. SOUZA, Isadora Magalhães 7. SILVA, Jocielle Rodrigues da 8. Título

CDD-624.151

SÔNIA MÁRCIA SOARES DE MOURA – CRB 6/1896

O conteúdo deste livro está licenciado sob a Licença de Atribuição Creative Commons 4.0.
Com ela é permitido compartilhar o livro, devendo ser dado o devido crédito, não podendo ser utilizado para fins comerciais e nem ser alterada.

O conteúdo dos artigos e seus dados em sua forma, correção e confiabilidade são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.

Esse e outros títulos podem ser baixados gratuitamente em www.poisson.com.br
Entre em contato pelo contato@poisson.com.br

Autores

Cleverson Alves de Lima
Professor Doutor e Pesquisador
Universidade Estadual de Santa Cruz
PPG Engenharia Civil e Ambiental
clalima@uesc.br

Graziela Santos Sousa
PPG Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Estadual de Santa Cruz
gssousa.ppgeca@uesc.br

Camille Maria Lino dos Santos Gentil
Engenharia Civil
Universidade Estadual de Santa Cruz
cmlsgentil.egc@uesc.br

Isadora Magalhães Souza
Engenharia Civil
Universidade Estadual de Santa Cruz
imsouza.egc@uesc.br

Louise Santos Silva
Engenharia Civil
Universidade Estadual de Santa Cruz
lssilva.egc@uesc.br

Jocielle Rodrigues da Silva
Professora Mestre e Pesquisadora
Instituto Federal de Sergipe
jociellersilva@gmail.com

Wesley Mervile Silva
Engenharia Civil, Esp. Geotecnia
WMC Engenharia e Consultoria
engmervile@yahoo.com.br

Apoio:
Universidade Estadual de Santa Cruz
Departamento de Engenharia e Computação
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

Apresentação

Este livro foi desenvolvido com o propósito de servir como material de apoio às rotinas de laboratório aplicadas às aulas práticas da disciplina de Mecânica dos Solos, bem como à execução de ensaios geotécnicos voltados para atividades de pesquisa, extensão e prestação de serviços laboratoriais.

A obra consiste em um estudo com revisão crítica dos conteúdos tradicionalmente abordados nas disciplinas de Mecânica dos Solos ministradas em cursos de Engenharia Civil e áreas correlatas. Indo além de materiais estritamente teóricos, este manual adota uma abordagem aplicada, estruturada a partir das normas técnicas vigentes e complementada pela experiência prática adquirida ao longo das atividades laboratoriais desenvolvidas pelos autores e colaboradores.

Além da descrição dos procedimentos experimentais, o manual apresenta os fundamentos teóricos necessários para a correta compreensão dos fenômenos físicos e mecânicos avaliados em cada ensaio. Busca-se, assim, não apenas orientar a execução prática das atividades, mas também proporcionar ao leitor uma interpretação técnica consistente dos resultados obtidos em laboratório.

Outro aspecto importante desta obra é a preocupação com a padronização dos procedimentos laboratoriais, respeitando as recomendações estabelecidas pelas normas da ABNT e demais referências técnicas aplicáveis à área geotécnica. Dessa forma, o manual torna-se uma ferramenta útil tanto para estudantes em formação quanto para pesquisadores, técnicos laboratoriais, professores e profissionais que atuam na área de Engenharia Geotécnica.

Por fim, esta obra representa uma coletânea de conhecimentos construídos a partir da integração entre ensino, pesquisa e prática laboratorial, buscando incentivar a divulgação científica, o desenvolvimento técnico e a formação de profissionais com sólida compreensão dos ensaios de laboratório de solos e de sua importância para a Engenharia Geotécnica.

Os organizadores desejam a todos uma excelente leitura e uma experiência produtiva de aprendizado.

Organizadores

SUMÁRIO

Capítulo 1. Retirada de Amostras 24

1. Introdução 24
2. Retirada de amostras deformadas 26
    2.1. Normas regulamentadoras 26
    2.2. Equipamentos associados 27
    2.3. Procedimentos 29
3. Programação de ensaio 31
4. Retirada de amostras indeformadas – por bloco indeformado 32
    4.1. Normas regulamentadoras 32
    4.2. Equipamentos 33
    4.3. Procedimentos 34
    4.4. Programação de ensaio 38
5. Retirada de amostras indeformadas – por amostradores 39
    5.1. Normas regulamentadoras 39
    5.2. Equipamentos 40
    5.3. Os amostradores 40
        5.3.1. Amostrador “Denison” 41
        5.3.2. Amostrador de parede fina “Shelby Tube” 41
        5.3.3. Amostrador “Shelby Tube” com pistão estacionário 44
    5.4. Procedimentos 45
6. Secagem do solo 46
    6.1. Normas regulamentadoras 47
    6.2. Equipamentos 47
    6.3. Procedimentos 48
7. Apresentação dos resultados do ensaio 52
    7.1. Boletim de campo 52
    7.2. Relatório de ensaio 54
8. Testes de identificação 56
    8.1. Procedimento 56
9. Perguntas 58

Capítulo 2. Identificação dos Solos 62

1. Introdução 62
2. Identificação dos solos 63
    2.1. Normas regulamentadoras 63

SUMÁRIO

2.2. Características gerais dos solos 63
3. Avaliação tátil-visual 66
3.1. Normas regulamentadoras 66
3.2. Equipamentos 67
3.3. Procedimento 68
4. Procedimento para a identificação do solo durante o trabalho de campo (sondagem) 74
5. Principais simbologias e terminologias 75
5.1. Normas regulamentadoras 75
5.2. Terminologias 76
5.3. Simbologia 76
5.4. Simbologia de textura para sedimentos e solos 80
6. Identificação pedologica 81
7. Identificação do solo embrapa 85
8. Diagrama de Munsell 92
9. Notas sobre mineralogia do solo 94
9.1. Solos expansivos e solos colapsíveis 95
9.2. Ensaios laboratoriais 97
9.3. Carbonatos 97
9.4. Dupla camada difusa 98
10. Notas sobre física e química do solo 98
11. Notas sobre cromatografia do solo 102
12. Perguntas 104

Capítulo 3. Determinação do Teor de Umidade 107
1. Introdução 107
2. Método da secagem na estufa 107
2.1. Normas regulamentadoras 107
2.2. Equipamentos 108
2.3. Procedimento 109
2.4. Resultado 110
3. Speedy test 110
3.1. Normas regulamentadoras 111
3.2. Equipamentos 111
3.3. Procedimento 111

SUMÁRIO

3.4. Resultado 113
4. Método expedito do álcool 113
4.1. Normas regulamentadoras 113
4.2. Equipamento 114
4.3. Procedimento 114
4.4. Resultado 115
5. Método da frigideira 115
5.1. Normas regulamentadoras 115
5.2. Equipamentos 115
5.3. Procedimento 116
5.4. Resultado 117
6. Exemplo resolvido 117

Capítulo 4. Determinação da Massa Específica dos Sólidos 118
1. Introdução 118
2. Determinação da densidade real em laboratório 118
2.1. Normas regulamentadoras 119
2.2. Equipamentos 119
2.3. Procedimento 120
2.4. Resultado 122
2.5. Exemplo resolvido 125
3. Massa específica, massa específica aparente e absorção de água em laboratório 126
3.1. Normas regulamentadoras 126
3.2. Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm 127
3.2.1. Equipamentos 127
3.2.2. Procedimento 128
3.2.3. Resultado 128
3.3. Grãos de solos contendo frações passadas na peneira de 4,8 mm 131
3.3.1. Procedimento 131
3.3.2. Resultado 133
4. Massa específica aparente *in situ* 134
4.1. Com emprego do frasco de areia 134
4.1.1. Normas regulamentadoras 134
4.1.2. Equipamentos 134

SUMÁRIO

4.1.3. Procedimento 135
4.1.4. Resultados 137
4.2. Com emprego do óleo SAE 40 138
4.2.1. Normas regulamentadoras 138
4.2.2. Equipamentos 138
4.2.3. Procedimento 138
4.2.4. Resultados 139
4.3. Com emprego do cilindro de escavação 139
4.3.1. Normas regulamentadoras 139
4.3.2. Equipamentos 140
4.3.3. Procedimento 140
4.3.4. Resultados 141
5. Método de determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos 142
5.1. Normas regulamentadoras 142
5.2. Equipamentos 143
5.3. Procedimento 144
5.4. Resultado 147
5.5. Exemplo resolvido 148

Capítulo 5. Análise Granulométrica 154
1. Introdução 154
2. Análise granulométrica 156
2.1. Normas regulamentadoras 156
2.2. Equipamentos 156
2.3. Procedimento 157
2.4. Peneiramento 158
2.4.1. Para peneiramento fino 158
2.4.2. Para peneiramento grosso 159
2.5. Sedimentação 159
2.6. Resultado 163
2.7. Densímetro - curvas de variação 168
2.8. Exemplo resolvido 170
3. Considerações sobre a norma DNER-ME 080/94 176
4. Considerações sobre a norma ABNT NBR NM 248/2001 177

SUMÁRIO

Capítulo 6. Limites de Attemberg 178

1. Introdução 178
2. Limite de liquidez 179
    2.1. Normas regulamentadoras 179
    2.2. Equipamentos 180
    2.3. Procedimento 181
    2.4. Resultado 186
        2.4.1. Método expedito 187
3. Limite de plasticidade 187
    3.1. Normas regulamentadoras 187
    3.2. Equipamentos 188
    3.3. Procedimento 188
    3.4. Resultado 190
4. Fatores de contração 191
    4.1. Normas regulamentadoras 191
    4.2. Equipamentos 192
    4.3. Procedimento 192
    4.4. Resultado 193
5. Consistência das argilas 194
6. Exemplo resolvido 195

Capítulo 7. Classificação dos Solos 201

1. Introdução 201
2. Classificação para solos tropicais MCT 201
    2.1. Normas regulamentadoras 202
    2.2. Procedimento 202
3. Classificação de rochas e solos segundo a ABNT 203
    3.1. Normas regulamentadoras 204
    3.2. Equipamentos 204
4. Classificação granulométrica - Triângulo de Feret 204
    4.1. Procedimento 205
5. Classificação unificada – SUCS 206
    5.1. Procedimento 207
6. Sistema rodoviário de classificação - TRB 210
    6.1. Procedimento 210

SUMÁRIO

7. Classificação segundo o índice de resistência à penetração – nota técnica 211
7.1. Normas regulamentadoras 211
8. Método de correção rothfuchs – nota técnica 213
9. Análise granulométrica, limites de atterberg e tátil visual (IPT, ABNT, DNIT, MIT) .. 214
10. Classificação por correlações-indiretas (PMT, CPT, DMT e resistividade) – notas técnicas 216
10.1. Pressiômetro de ménard 216
10.2. Dilatômetro de marchetti (DMT) 217
10.3. Ensaio de penetração do cone (CPT) 219
11. Correlação dos principais ensaios de campo – nota técnica 220

Capítulo 8. Compactação dos Solos 225
1. Introdução 225
2. Empolamento, fator de contração e de homogeneização 230
3. Ensaio de compactação do solo 231
3.1. Normas regulamentadoras 231
3.2. Aparelhagem 232
3.3. Procedimento 233
3.3.1. Com reuso de material 234
3.3.2. Sem reuso de material 239
3.4. Resultado 240
4. Equipamentos de compactação 241
4.1. Equipamentos de auxílio para compactação em campo 241
4.2. Equipamentos para compactação em campo 245
5. Controle de compactação 250
5.1. Normas regulamentadoras 250
5.2. Equipamentos 251
5.3. Procedimento 251
5.4. Cálculos 252
6. Outros procedimentos para controle da compactação 253
6.1. Cravação de cilindro 253
6.2. Extração de bloco indeformado 255
6.3. Método hill 255
6.4. Grau de compactação 257

SUMÁRIO

6.5. Mini-MCV 257
6.5.1. Normas regulamentadoras 258
6.5.2. Equipamentos 258
6.5.3. Procedimentos 259
6.6. Resultados 263
7. Exemplo resolvido 267

Capítulo 9. Indice de Suporte Califórnia (CBR) 271
1. Introdução 271
2. Determinação do índice de suporte califórnia 272
2.1. Normas regulamentadoras 272
2.2. Equipamentos 273
2.3. Procedimento 274
2.4. Ensaio de expansão 275
2.5. Ensaio de penetração 277
2.6. Resultado 282
3. Solos compactados com equipamento miniatura 284
3.1. Normas regulamentadoras 284
3.2. Equipamentos 285
3.3. Procedimento 286
3.4. Resultado 287

Capítulo 10. Permeabilidade 291
1. Introdução 291
2. Determinação do coeficiente de permeabilidade a carga constante 293
2.1. Normas regulamentadoras 294
2.2. Equipamentos 294
2.3. Procedimento 295
2.4. Resultado 299
3. Estudo de caso 301
4. Determinação do coeficiente de permeabilidade a carga variável 302
4.1. Normas regulamentadoras 303
4.2. Equipamentos 303
4.3. Procedimento 304
4.4. Resultado 308
4.5. Estudo de caso 311

SUMÁRIO

Capítulo 11. Adensamento 313

1. Introdução 313

2. Ensaio de adensamento de solos / determinação das propriedades de adensamento 322

2.1. Normas regulamentadoras 322

2.2. Equipamentos 323

2.3. Procedimento 323

2.4. Resultado 327

Capítulo 12. Estado de Tensão 332

1. Introdução 332

2. Predição do estado de tensão in situ no solo 348

3. Procedimento para determinação da pressão vertical 369

Referências 374

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Amostra deformada de solo..... 25
Figura 2. Amostra indeformada de solo..... 25
Figura 3. Tipos de Trado..... 29
Figura 4. Boletim de Sondagem – Folha de Campo com Locação em Planta..... 31
Figura 5. Plano de ensaio: Amostra deformada moldada (reconstituída)..... 32
Figura 6. Boletim de Sondagem – Folha de Campo com Locação em Planta..... 36
Figura 7. Amostragem em cubo com molde..... 37
Figura 8. Plano de Ensaio: Bloco indeformado..... 39
Figura 9. Amostrador "Denison" 42
Figura 10. Amostrador *Shelby Tube*..... 43
Figura 11. Amostrador de parede fina com pistão estacionário..... 44
Figura 12. Resumo do processo de preparação das amostras para ensaios de caracterização..... 51
Figura 13. Boletim de Campo..... 53
Figura 14. Relatório de Ensaio..... 55
Figura 15. Teste de Impregnação..... 56
Figura 16. Teste de desagregação..... 57
Figura 17. Teste de sedimentação..... 58
Figura 18. Esquema para descrição da angularidade..... 65
Figura 19. Esquema para descrição da forma..... 66
Figura 20. Teste visual e tátil..... 68
Figura 21. Teste tátil..... 69
Figura 22. Teste de sujar as mãos em solos mais argilosos..... 70
Figura 23. Teste de plasticidade..... 70
Figura 24. Teste da resistência do solo seco..... 71
Figura 25. Teste de dispersão em água..... 72
Figura 26. Teste da dilatância: Solos grossos e Argilosos..... 73
Figura 27. Teste da desagregação do solo submerso..... 73
Figura 28. Níveis categóricos dos argissolos..... 85
Figura 29. Níveis categóricos dos cambissolos..... 86
Figura 30. Níveis categóricos dos chernossolos..... 86
Figura 31. Níveis categóricos dos espodossolos..... 87
Figura 32. Níveis categóricos dos gleissolos..... 87

LISTA DE FIGURAS

Figura 33. Níveis categóricos dos latossolos..... 88
Figura 34. Níveis categóricos dos luvissolos..... 88
Figura 35. Níveis categóricos dos neossolos..... 89
Figura 36. Níveis categóricos dos nitossolos..... 89
Figura 37. Níveis categóricos dos organossolos..... 90
Figura 38. Níveis categóricos dos planossolos..... 90
Figura 39. Níveis categóricos dos plintossolos..... 91
Figura 40. Níveis categóricos dos vertissolos..... 91
Figura 41. Argissolo vermelho-amarelo distrófico arênico..... 92
Figura 42. Cartas de Munsell..... 93
Figura 43. Carta de Munsell e solo classificado..... 94
Figura 44. Locais de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil - Modificado de Rodrigues & Lollo (2008)..... 96
Figura 45. Imersão dos corpos de prova..... 97
Figura 46. Distribuição diagramática dupla camada difusa..... 98
Figura 47. Representação dos complexos de esfera interna e externa nos minerais de argila dos solos..... 100
Figura 48. Identificação das zonas de um cromatograma ideal. (Adaptado de Rivera; Pinheiro, 2011) 103
Figura 49. Pesagem da capsula com amostra de solo..... 109
Figura 50. Aparelho “Speedy Test” 111
Figura 51. Material na frigideira sendo aquecido..... 116
Figura 52. Picnômetro na balança, obtenção de $M1$ e $M2$..... 121
Figura 53. Picnômetro aquecendo em fonte de calor..... 121
Figura 54. Picnômetro, com amostra, no banho de água..... 122
Figura 55. Gráfico massa picnômetro x temperatura..... 124
Figura 56. Gráfico Massa específica da água x temperatura..... 124
Figura 57. Amostra em cápsula, coberta, com água destilada..... 132
Figura 58. Processo de banho maria..... 133
Figura 59. Conjunto do frasco de areia instalado..... 136
Figura 60. Cravação do cilindro no solo..... 141
Figura 61. Tamanho dos grãos..... 154
Figura 62. Exemplo de curva de distribuição granulométrica de alguns solos brasileiros..... 155

LISTA DE FIGURAS

Figura 63. Amostra lavada na peneira de 0,075 mm..... 158
Figura 64. Conjunto de peneiras organizadas no agitador mecânico..... 159
Figura 65. Material dentro do béquer com o defloculante..... 160
Figura 66. Material dentro do copo dispersor..... 161
Figura 67. Proveta sendo submetida a movimentos de rotação manual..... 162
Figura 68. Densímetro dentro da dispersão com leituras sendo executadas..... 163
Figura 69. Amostra sendo lavada na peneira..... 164
Figura 70. Exemplo de curva de variação das leituras do densímetro no meio dispersor em função da temperatura..... 168
Figura 71. Exemplo de curva de variação da altura de queda das partículas em função da leitura do densímetro..... 169
Figura 72. Curva Granulométrica..... 176
Figura 73. Limites de Atterberg dos solos..... 178
Figura 74. Aspecto da massa dentro da concha antes da ranhura..... 182
Figura 75. Aspecto da ranhura na concha..... 183
Figura 76. Aspecto do solo após as ranhuras se unirem..... 184
Figura 77. Exemplo de curva de fluidez..... 186
Figura 78. Amostra em forma de cilindro com diâmetro 3 mm..... 189
Figura 79. Gráfico para classificação de solos MCT..... 203
Figura 80. Exemplo de utilização do triângulo..... 205
Figura 81. Triângulo de Feret para classificação dos solos..... 206
Figura 82. Carta de plasticidade..... 208
Figura 83. Fluxograma para solos com pedregulho e areia..... 209
Figura 84. Exemplo classificação do solo a partir do índice de resistência à penetração... 212
Figura 85. Aplicação do método de correção Rothfuchs..... 213
Figura 86. Classificação do solo a partir da granulometria..... 214
Figura 87. Gráfico de plasticidade..... 216
Figura 88. Pressiômetro de Ménard..... 217
Figura 89. Unidade de controle..... 218
Figura 90. Lâmina do DMT..... 218
Figura 91. Desenho esquemático de ponteira e dos resultados obtidos para resistência de ponta, resistência lateral e poropressão..... 220
Figura 92. Classificação do solo baseada em testes de pressiômetro autoperfurante..... 221

LISTA DE FIGURAS

Figura 93. Pressiômetro tipo Menàrd - limita o atrito da pele..... 222
Figura 94. Equipamentos para o Ensaio de Proctor..... 226
Figura 95. Curva de compactação..... 226
Figura 96. Exemplo de curva de compactação com várias curvas de saturação..... 227
Figura 97. Curvas de compactação para diferentes energias..... 228
Figura 98. Comportamento do solo relacionando a densidade seca e o teor de umidade.. 229
Figura 99. Quarteamento da amostra..... 233
Figura 100. Molde montado..... 235
Figura 101. Compactação da amostra..... 236
Figura 102. Esquema de distribuição dos golpes..... 237
Figura 103. Cilindro com solo pesado..... 238
Figura 104. Amostra para reuso..... 239
Figura 105. Curvas de compactação de diferentes tipos de solo..... 241
Figura 106. Curvas de crescimento para argila siltosa- relação entre peso específico seco e o número de passadas do rolo compactador..... 248
Figura 107. Compactação por vibração de uma areia e expectativa da espessura da camada. de compactada..... 249
Figura 108. Método do frasco de areia..... 250
Figura 109. Processo de cravação do cilindro..... 254
Figura 110. Extração de bloco indeformado..... 255
Figura 111. Equipamento de compactação em miniatura..... 258
Figura 112. Equipamentos..... 260
Figura 113. Esquema do procedimento..... 261
Figura 114. Procedimentos de imersão..... 262
Figura 115. Ensaio de mini-MCV-representação do coeficiente de argilosidade..... 265
Figura 116. Ensaio de Mini-MCV - Curvas de compactação..... 267
Figura 117. Curva de compactação..... 270
Figura 118. Valores típicos de CBR para uma variedade de solos..... 272
Figura 119. Ensaio de expansão..... 276
Figura 120. Exemplo da curva de expansão..... 277
Figura 121. Prensa CBR manual..... 278
Figura 122. Prensa CBR elétrica automática..... 278
Figura 123. Curva de resistência à penetração..... 281

LISTA DE FIGURAS

Figura 124. Gráfico após as leituras do ensaio..... 281
Figura 125. Gráfico de Correção..... 283
Figura 126. Prensa para ensaio mini CBR..... 287
Figura 127. Quadro para obtenção do valor do mini-CBR de maneira simplificado..... 288
Figura 128. Gráfico de correção da curva do mini CBR (Correção do zero)..... 290
Figura 129. Gráfico de correção da curva do mini CBR (Correção do cisalhamento)..... 290
Figura 130. Rede de Fluxo..... 292
Figura 131. Permeâmetro de carga constante..... 295
Figura 132. Esquema de montagem para saturação do corpo de prova..... 297
Figura 133. Barragem a carga constante..... 301
Figura 134. Alteração do regime do fluxo..... 302
Figura 135. O'rings..... 305
Figura 136. Esquema de montagem do ensaio de carga variável..... 306
Figura 137. Esquema permeâmetro de carga variável..... 308
Figura 138. Barragem com carga variável..... 311
Figura 139. Comportamento do elemento de solo com sobrecarga..... 313
Figura 140. Curva índice de vazios x tensão efetiva vertical aplicada ao solo,em uma camada sobre-adensado..... 314
Figura 141. Curva índice de vazios x tensão efetiva vertical aplicada ao solo, em uma camada é normalmente adensado..... 314
Figura 142. Gráfico que relaciona o índice de vazios com a tensão vertical aplicada (escala logarítmica)..... 315
Figura 143. Gráfico de compressão e recompressão..... 316
Figura 144. Prensa de adensamento uniaxial..... 317
Figura 145. Modelo mecânico de Terzaghi..... 317
Figura 146. Etapas de adensamento..... 318
Figura 147. Adensamento Unidimensional, Solução de Terzaghi..... 319
Figura 148. Adensamento Bidimensional, Efeito de Mandel..... 320
Figura 149. Fundação com estacas de areia ou brita..... 320
Figura 150. Representação gráfica do adensamento Biot..... 321
Figura 151. Esquema da célula de adensamento..... 325
Figura 152. Curva pressão X índice de vazios..... 329

LISTA DE FIGURAS

Figura 153. Determinação da tensão de pré adensamento pelo método de Casagrande (índice de vazios x tensão de adensamento- escala logarítmica) 330
Figura 154. Determinação da tensão de pré adensamento pelo método de Pacheco Silva 330
Figura 155. Tensões no solo..... 332
Figura 156. Tensor de tensões..... 333
Figura 157. Mudanças de eixo em elemento 2D..... 334
Figura 158. Tensões em um plano qualquer (2D) 335
Figura 159. Planos de tensão máxima (normal e cisalhante) 337
Figura 160. (a)Estado bi-dimensional de tensões no plano xy; (b) Convenção de rotação das tensões cisalhantes no círculo de Mohr; (c) Círculo de Mohr..... 338
Figura 161. Determinação de $\sigma\theta$ e $\tau\theta$ através do processo gráfico do polo..... 339
Figura 162. Critério de ruptura Mohr-Coulomb..... 340
Figura 163. Inclinação do plano de ruptura no solo em relação ao plano principal maior 341
Figura 164. Círculo de Mohr e envoltória de ruptura..... 341
Figura 165. Ensaio de cisalhamento direto..... 342
Figura 166. Prensa de cisalhamento direto..... 342
Figura 167. Layout do ensaio de compressão triaxial..... 343
Figura 168. Preparação do corpo de prova..... 344
Figura 169. Montagem do equipamento..... 344
Figura 170. Critério de ruptura Mohr-Coulomb..... 345
Figura 171. Critério de ruptura Mohr-Coulomb..... 346
Figura 172. Critério de ruptura Mohr-Coulomb..... 347
Figura 173. Tensões em um meio elástico causadas por uma carga pontual..... 349
Figura 174. Solução de Westergaard..... 351
Figura 175. Esquema do processo de propagação de tensão 2:1 de uma placa quadrada. 353
Figura 176. Representação para cálculo da área..... 353
Figura 177. Linha de carga sobre a superfície de uma massa de solo semi-infinita..... 354
Figura 178. Linha de carga horizontal sobre a superfície de uma massa de solo semi-infinita..... 356
Figura 179. Tensão vertical causada por uma faixa de carga flexível..... 357
Figura 180. Gráfico de Carothers-Terzaghi..... 358

LISTA DE FIGURAS

Figura 181. Tensão vertical devido à faixa de carga horizontal..... 359
Figura 182. Carregamento em forma de trapézio retângulo de comprimento infinito..... 360
Figura 183. Carregamento do aterro..... 360
Figura 184. Gráfico de Osterberg..... 361
Figura 185. Tensão vertical abaixo do centro de uma área circular flexível uniformemente carregada..... 362
Figura 186. Tensão sob o centro de uma área circular flexível uniformemente carregada..... 363
Figura 187. Tensão vertical sob uma área retangular flexível uniformemente carregada Newmark..... 364
Figura 188. Variação de *I*4 com m e n..... 365
Figura 189. Aumento da tensão em qualquer ponto abaixo de uma área flexível retangular carregada..... 366
Figura 190. Gráfico de influência para a pressão vertical de Newmark..... 369
Figura 191. Carga distribuída sobre uma placa retangular uniformemente carregada..... 370
Figura 192. Gráfico de Steinbrenner..... 371
Figura 193. Carregamento uniformemente distribuído sobre uma área triangular infinita..... 372
Figura 194 Distribuição linear..... 375

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Resumo dos Tipos de Amostradores..... 41
Quadro 2. Diâmetro do Amostrador "Denison" 42
Quadro 3. Dimensões de tubos de parede fina (Shelby tube) 44
Quadro 4. Quantidade de amostra para Análise granulométrica..... 49
Quadro 5. Quantidade de amostra para determinação da massa específica..... 51
Quadro 6. Classificação das frações de solo quanto ao seu tamanho..... 62

Quadro 7. Umidade Natural..... 63
Quadro 8. Identificação da estrutura de um solo..... 64
Quadro 9. Identificação do Grau de cimentação..... 64
Quadro 10. Descrição da Angularidade..... 65
Quadro 11. Descrição da forma..... 66
Quadro 12. Descrição da consistência..... 74
Quadro 13. Simbologia para Tensão e deformação..... 77
Quadro 14. Simbologia para propriedades físicas do solo..... 78
Quadro 15. Simbologia para consistência e compacidade..... 78
Quadro 16. Simbologia para granulometria..... 79
Quadro 17. Simbologia para propriedades hidráulicas..... 79
Quadro 18. Simbologia para resistência ao cisalhamento..... 79
Quadro 19. Simbologia para compressibilidade..... 80
Quadro 20. Convenção gráfica recomendada - Sedimentos e solos..... 81
Quadro 21. Tipos de horizontes..... 82
Quadro 22. Composição química média da crosta terrestre..... 100
Quadro 23. Principais tipos de poliedros encontrados nas estruturas cristalinas das espécies minerais..... 101
Quadro 24. Guia dos escores para análise e descrição visual das características utilizadas para CCP..... 104
Quadro 25. Massas mínimas das amostras de material úmido, em função do tamanho máximo das partículas..... 109
Quadro 26. Quantidade de material em função dos grãos maiores..... 109
Quadro 27. Peso da amostra em função da umidade admitida..... 112
Quadro 28. Razão entre a densidade relativa da água à temperatura (t) e a densidade relativa da água a 20°C..... 123
Quadro 29. Determinação da massa da amostra..... 128
Quadro 30. Massa específica da água em g/cm^3 entre 0 e 40 °C..... 129

LISTA DE QUADROS

Quadro 31. Requisitos granulométricos para aplicação dos métodos..... 142
Quadro 32. Massa necessária de material e molde a ser usado..... 144
Quadro 33. Exemplo 1..... 148
Quadro 34. Teor de umidade..... 149
Quadro 35. Massa dos sólidos..... 150
Quadro 36. Dados do ensaio..... 151
Quadro 37. Critérios de rejeição dos valores..... 152
Quadro 38. Viscosidade da água (Valores em 10- 6 g $\times$ s/cm^2)..... 167
Quadro 39. Teor de umidade..... 170
Quadro 40. Massa de solo para o ensaio..... 171
Quadro 41. Dados do peneiramento..... 172
Quadro 42. Dados da sedimentação..... 173
Quadro 43. Legenda..... 174
Quadro 44. Escala de Classificação Textural..... 175
Quadro 45. Percentual de Ocorrência..... 176
Quadro 46. Valores de $K(n)$ em função do número de golpes..... 185
Quadro 47. Quadro modelo para anotação de dados do ensaio de LL..... 186
Quadro 48. Quadro modelo para anotação dos dados do ensaio de LP..... 190
Quadro 49. Consistência em função da resistência à compressão..... 194
Quadro 50. Classificação das argilas quanto à sensitividade..... 194
Quadro 51. Estimativa da consistência pelo índice de consistência..... 195
Quadro 52. Limite de liquidez..... 195
Quadro 53. Limite de plasticidade..... 196
Quadro 54. Critério de aceitação da média..... 197
Quadro 55. Teor de umidade para ensaio de limite de contração..... 197
Quadro 56. Determinações iniciais do ensaio de limite de contração..... 198
Quadro 57. Limite de contração..... 199
Quadro 58. Classificação segundo granulometria do solo..... 204
Quadro 59. Terminologia do sistema unificado..... 207
Quadro 60. Classificação pelo sistema unificado – SUCS..... 209
Quadro 61. Classificação pelo sistema TRB..... 210
Quadro 62. Classificação dos solos com o índice de resistência à penetração..... 212
Quadro 63. Classificação do solo a partir do índice de plasticidade..... 215

LISTA DE QUADROS

Quadro 64. Classificação do solo a partir do índice de atividade..... 215

Quadro 65. Classificação do solo a partir do índice de liquidez..... 215

Quadro 66. Tipos de solos do teste MPM..... 221

Quadro 67. Valores do coeficiente K para uso em testes PBP..... 222

Quadro 68. Razões de q/N..... 223

Quadro 69. Fatores de suporte final para fundações profundas (kg) 224

Quadro 70. Energias de compactação..... 231

Quadro 71. Procedimento após peneiramento..... 234

Quadro 72. Quantidade de amostra a ser tomada..... 234

Quadro 73. Tipos de equipamentos e suas aplicações..... 248

Quadro 74. Dados do cilindro..... 267

Quadro 75. Dados do solo..... 267

Quadro 76. Teor de umidade..... 268

Quadro 77. Índices físicos..... 269

Quadro 78. Quantidades de material..... 274

Quadro 79. Modelo de relatório para informações do relógio comparador (deflectômetro)..... 276

Quadro 80. Modelo de anotação de leituras do relógio comparador (deflectômetro)..... 279

Quadro 81. Modelo de anotação de leituras do relógio comparador (deflectômetro)..... 280

Quadro 82. Cálculo do índice de suporte Califórnia..... 284

Quadro 83. Valores típicos de coeficientes de permeabilidade..... 292

Quadro 84. Diâmetro interno do permeâmetro..... 294

Quadro 85. Relação entre a viscosidade de água na temperatura de ensaio e a viscosidade da água a 20°C ($Vr\ /V20ºC$) 299

Quadro 86. Variação do $I1$ para diferentes valores de r/z..... 350

Quadro 87. Variação de $\Delta\sigma z$/(q/z) com x/z. 355

Quadro 88. Variação de $\Delta\sigma z$/(q/z) com x/z..... 356

Quadro 89. Variação de $\Delta\sigma z$/q com 2z/B e 2x/B. 358

Quadro 90. Variação de $\Delta\sigma z$/q..... 359

Quadro 91. Variação $\Delta\sigma z$/q com z/R..... 363

Quadro 92. Variação de $I4$ com m e n..... 366

Quadro 93. Variação de $I5$ com $m1$ e $n1$..... 367

Quadro 94. Valores R/z para várias relações de pressão..... 368

CAPÍTULO

01 Retirada de Amostras

1. INTRODUÇÃO

A análise do solo por meio de ensaios de laboratório e de campo, realizada após a retirada de amostras no local, é um método de conhecer de forma confiável as características do solo, a fim de que se possa realizar previsões do comportamento deste, através dos diversos parâmetros que podem ser obtidos (umidade, massa específica, limites de liquidez e plasticidade, entre outros).

A depender do tipo de informação que se deseja conhecer a respeito do solo, e consequentemente, do tipo de ensaio que se pretende realizar, deve-se escolher o método de amostragem adequado. Além disso, para obter bons resultados com a análise, devem ser tomados cuidados durante a amostragem, a fim de que se mantenha a estrutura, o teor de umidade e a textura da amostra.

Existem dois tipos de amostras utilizadas nos laboratórios de Mecânica dos Solos: amostras deformadas e amostras indeformadas.

Amostras deformadas (**Figura 1**) são aquelas em que há destruição da estrutura na operação da coleta, embora mantidas as condições e proporções de seus constituintes (DNER-PRO 003, 1994). Elas representam o solo quanto a textura e constituição mineral, não conservando a estrutura do solo, nem a umidade no local e data da retirada. São coletadas principalmente para classificação (granulometria, limites de consistência, massa específica dos sólidos), ensaios de compactação e na moldagem dos corpos de prova com características definidas e utilizados nos ensaios de resistência, compressibilidade e permeabilidade.

Amostras indeformadas são aquelas em que o solo se apresenta o mais próximo possível da sua estrutura natural (DNER-PRO 002, 1994). Retiradas geralmente em formato cúbico (

Figura **2**) ou cilíndrico, representam os solos quanto à estrutura, relações entre seus constituintes (grãos, água e ar), umidade, constituição mineralógica além daquelas já referidas para as amostras deformadas. São coletadas quando se necessita determinar tanto as características do solo in loco, quanto aos índices físicos: resistência ao cisalhamento, parâmetros de compressibilidade e coeficiente de permeabilidade.

Ao escolher o método de retirada de amostra indeformada, os equipamentos e as ferramentas adequadas para cada uso, deve-se prestar atenção principalmente em materiais que desagregam com facilidade ou que contenham pedregulhos. As amostras em blocos indeformados são as que se obtêm com menores perturbações, comparadas com as coletadas por outros métodos.

Figura 1. Amostra deformada de solo

Fonte: Autores

Figura 2. Amostra indeformada de solo

Fonte: Autores

Contudo, esse método se limita ao aparecimento do nível de água, a pequenas profundidades e à instabilidade das paredes de escavação (DNER-PRO 002, 1994). Além disso, as amostras indeformadas podem também ser obtidas através de amostradores especiais, que possibilitam a coleta de amostras em solos moles ou com presença de nível de água.

Cuidados adicionais devem ser tomados com as amostras indeformadas durante o transporte até o laboratório, e em seu manuseio na fase preparatória dos ensaios, a fim de que sejam preservadas as características do solo "in situ".

A seguir, serão descritos os procedimentos e a aparelhagem necessária para a retirada de amostras deformadas, indeformadas em bloco, e também com utilização de amostradores.

Nota dos autores:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. RETIRADA DE AMOSTRAS DEFORMADAS

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-PRO 003/1994 - Coleta de Amostras deformadas de solo – Procedimento;
- ABNT NBR 9604/2016 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento.

2.2. EQUIPAMENTOS ASSOCIADOS

	DNER-PRO 003/1994	ABNT NBR 9604/2016
Balde	X	X
Corda	X	X
Sarilho		X
Enxadão		X
Haste de conexão	X	
Cavadeira Reta*	X	X
Pá	X	X
Paceta	X	X
Espátula de aço		X

(continuação)

	DNER-PRO 003/1994	ABNT NBR 9604/2016
Picareta	X	X
Trado de concha	X	
Trado helicoidal	X	
Trado mecânico	X	
Lona	X	
Sacos de lona ou plástico	X	X
Escada		X
Trena ou metro	X	X
Etiquetas para identificação	X	X
Marcador	X	
Recipiente de plástico, vidro ou alumínio com tampa hermética	X	X
Boletim de sondagem	X	

** Recomenda-se utilizar esta ferramenta durante o processo de extração*

2.3. PROCEDIMENTOS

De forma geral, para o processo de perfuração do solo de amostras deformadas, os equipamentos utilizados são pás e enxadas no fundo dos poços escavados, no talude de um corte ou superficialmente. Pode-se ainda retirar uma amostra deformada através de trados tipo concha ou helicoidal, utilizando pressão mecânica ou manual para introduzi-lo no solo (Figura 3).

Figura 3. Tipos de Trado

A) Trado tipo concha

B) Trado tipo helicoidal

Fonte: Bristrol

O trado de concha é utilizado para profundidades até 6 metros, ou até que o furo necessite de revestimento. A partir de 6 metros passa-se a utilizar um trado helicoidal.

O processo de amostragem deformada com perfuração a trado é feito de acordo com as etapas a seguir:

1. Inicialmente, é feita uma limpeza do local a ser prospectado, removendo a camada orgânica superficialmente, a fim de que o processo de perfuração não seja dificultado ou prejudicado.
2. Em frente ao local a ser prospectado, deve-se colocar uma lona aberta, na qual as amostras coletadas serão depositadas.
3. Executa-se então a sondagem, girando o trado com uma pressão mecânica ou manual para penetrá-lo no solo.
4. Estando o trado cheio, é retirado e esvaziado. O solo retirado é disposto em montes individuais em cima da lona, por ordem de profundidade. O processo se repete até atingir a profundidade desejada.

a) *A NBR 9604/2016 recomenda que as amostras devem ser coletadas a cada metro escavado, quando em material homogêneo. Se ocorrerem mudanças do tipo de material escavado no transcurso de 1 m, devem ser coletadas tantas amostras quantos forem diferentes os tipos de materiais.*

5. Através de conexões de seções, a haste é prolongada à medida que a sondagem se aprofunda.
6. Quando se nota uma mudança de camada de solo, a operação é pausada, o comprimento total da haste é medido e anotado no boletim de sondagem.

   a) *Deve-se coletar amostras de todas as camadas de solo atravessadas. Caso alguma das camadas não for retirada, deve-se anotar no boletim de sondagem a razão pela qual não foi coletada.*

7. Ao ser encontrado nível de água, deve-se anotar a sua profundidade no boletim de sondagem e fazer uma leitura novamente após 24 horas.
8. Para recolher uma amostra representativa de uma camada, unem-se os montes individuais com características similares em quantidades suficientes para realização dos ensaios de caracterização desejados.
9. É importante indicar o local da amostra na área e identificar a posição da amostra no local. A amostra deformada, deve ser colocada dentro de sacos plásticos ou de lona, identificadas para serem enviadas ao laboratório.

   a) *A identificação é feita com duas etiquetas. Uma delas é colocada na parte externa para uma rápida identificação e a outra é colocada na parte interna, onde estará protegida de algum tipo de deterioração, por um invólucro plástico no interior do saco de lona ou plástico;*

   b) *Nas etiquetas devem conter: o nome da obra, local da obra, número da sondagem ou poço, locação, número da amostra e profundidade coletada.*

10. Em seguida, deve-se identificar as propriedades básicas e características das partículas do solo de cada camada por uma análise tátil-visual, identificando o tipo de solo (coesivo ou não coesivo) e a coloração de cada camada.

    a) *Para solos arenosos, mencionar a granulação (grossa, média e fina).*

11. Se a amostra retirada for utilizada para posteriormente determinar a umidade natural, deve-se logo após sua retirada, coletar uma quantidade de cerca de 0,5 kg e colocá-la num recipiente de vidro com tampa ou saco plástico para evitar que a água evapore até o envio ao laboratório.
12. Em locais com possibilidade de circulação de pessoas e animais, é apropriado que o buraco perfurado seja tapado.
13. Posteriormente, deve ser elaborado um boletim de campo (Figura 4).

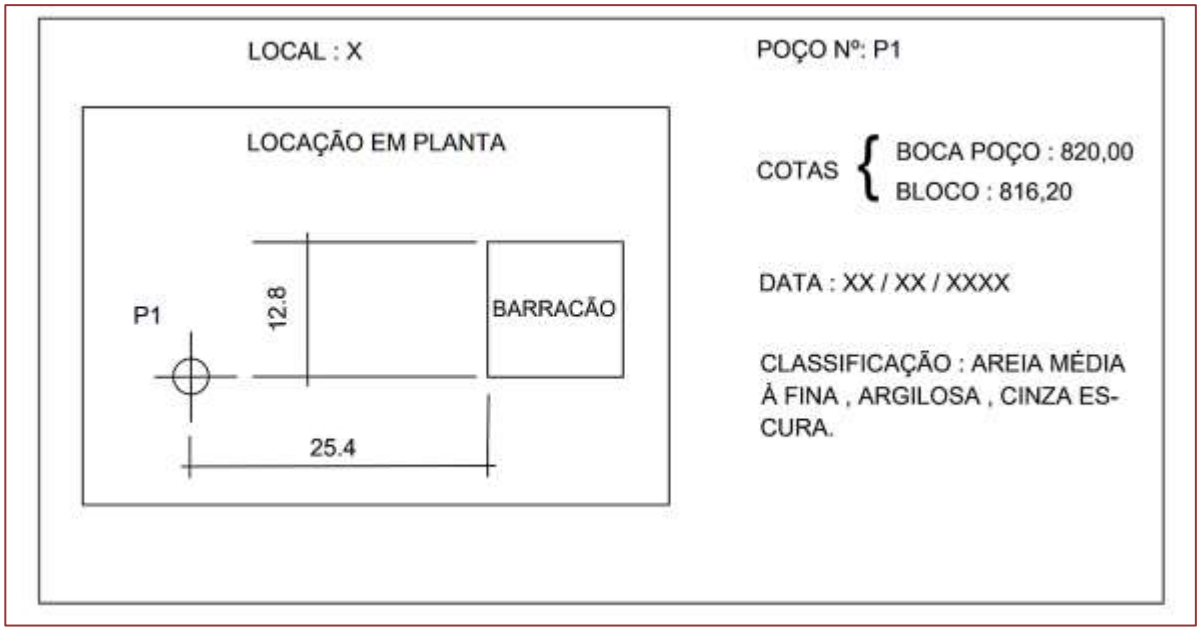
OBSERVAÇÕES:

As sondagens com o trado são limitadas às características do solo e ao equipamento utilizado. Para profundidades, onde o trabalho se torna difícil ou abaixo do nível de água onde se torna ineficiente, o solo poderá ser amostrado, utilizando-se o barrilete do equipamento de sondagem a percussão.

Em poços exploratórios, com diâmetro superior a 80 cm, utiliza-se pá e picareta para escavação e o solo é retirado com balde amarrado em uma corda. Em solos instáveis, é necessário o uso de escoramento.

O boletim de sondagem deve ser preenchido, conforme o procedimento anterior e de acordo com o exemplo da Figura 4.

Figura 4. Boletim de Sondagem – Folha de Campo com Locação em Planta



Fonte: Adaptado Bueno e Vilar (1980)

3. PROGRAMAÇÃO DE ENSAIO

Para que um programa de ensaios seja cumprido dentro do prazo estipulado, é preciso que os técnicos de laboratório tenham uma visão geral de como os ensaios devem ser realizados, para isto, é conveniente que se faça programa com todas as informações julgadas necessárias.

Na **Figura 5**, estão indicados os ensaios a serem realizados sobre corpos de prova moldados.

Figura 5. Plano de ensaio: Amostra deformada moldada (reconstituída)

CLASSIFICAÇÃO : AREIA MÉDIA A FINA ARGILOSA , CINZA ESCURA	LOCAL : X POÇO : 3 SACO : 1 PROFUNDIDADE : 3,0 m DATA : XX / XX / XXXX
Wof = 14,9% Yd max = 1,888 g/cm^3 w_i = 18,2%	ENSAIO : PROCTOR NORMAL ENERGIA : 5,6 kg/cm/cm^3
OBSERVAÇÃO : AMOSTRA DE SOLO SECADO À SOMBRA	
ENSAIOS A REALIZAR	

C.P	ENSAIO	MOLDAGEM		CAMADA		DATA INÍCIO	TÉCNICO	OBSERVAÇÃO
		w%	Y(g/cm^3)	Nº	MASSA g			
1 2 3	TRIAXIAL RÁPIDO θg = 0,5 θg = 1,0 θg = 2,0	13,5	2,036	3	168,6			COM MEDIDA DE POROPRESSÃO
4 5 6	ADENSAMENTO RÁP. θg = 0,5 θg = 1,0 θg = 2,0	13,5	2,036	3	168,6			
7	PERMEABILIDADE	15,5	2,072	3	169,6			CARGA VARIÁVEL
8	ADENSAMENTO	15,5	2,072	1	178,6			θi = 0,25 kgf / cm^2
9								
10								

Fonte: Adaptado Bueno e Vilar (1980)

4. RETIRADA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS – POR BLOCO INDEFORMADO

4.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-PRO 002/1994 - Coleta de amostras indeformadas de solos
- ABNT NBR 9604/2016 - Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento

4.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-PRO 002/1994	ABNT NBR 9604/2016
Balde	X	X
Corda	X	X
Pá	X	X
Enxadão		X
Picareta	X	X
Escada		X
Caixa de forma cúbica de madeira ou similar	X	X
Colher de pedreiro		X
Desempenadeira de aço		X
Facão ou faca de cortar frios	X	X
Trena ou “metro”	X	X
Etiqueta de identificação	X	X
Boletim de sondagem	X	X
Sarilho		X

(continuação)

	DNER-PRO 002/1994	ABNT NBR 9604/2016
Pano ou Talagarça	X	X
Parafina	X	X
Fogareiro com recipiente	X	X
Serragem	X	X
Marcador (pilot) ou Pincel	X	X
Fio de arame de aço		X
Guarda-sol		X
Carrinho de mão		X

4.3. PROCEDIMENTOS

1. Os procedimentos para retirada de amostras por blocos indeformados estão dispostos a seguir:

   a) Inicialmente, deve ser feita a limpeza da área de prospecção. A superfície do solo deve ser alisada aproximadamente até 3 cm acima da cota 0.

   b) A NBR 9604/2016 recomenda a limpeza em uma área delimitada por uma faixa de raio de 2,0 m e da construção de uma cerca no perímetro da área limpa;

2. Em áreas urbanas e próximas a edificações, recomenda-se a instalação de sinalização de segurança (placa ou similar).
3. A parafina deve ser preparada de forma a obter sua forma líquida com o auxílio do fogareiro e deixá-la reservada e preparada para uso.
4. O poço deverá ser aberto em toda sua área de prospecção, até atingir uma profundidade de mais ou menos 10cm acima da cota de onde vai se retirar o bloco (cota 0).

a) *O poço de sondagem deve ser demarcado dentro da área limpa, com uma seção transversal mínima de 1,0 m de lado, ou 1,2 m de diâmetro.*

b) *A NBR 9604/2016 estipula que a partir desse marco deve se seguir com cautela e utilizando os mesmos equipamentos usados na talhagem do bloco. Além disso, marca-se o topo do bloco com a letra "T".*

5. A extração do bloco desnudo inicia-se escavando o seu contorno, utilizando picareta, enxada, cavador vertical e pá, avançando em sua profundidade.

   a) *O DNER 002/1994 recomenda o aprofundamento até que se obtenha um cubo com 30 cm de aresta.*

   b) *A NBR 9404/2016 recomenda a retirada de um cubo que exiba aresta com no mínimo 0,15 m e no máximo 0,40 m. Além disso, determina que a escavação continue até ultrapassar 0,10m da base do bloco.*

   c) *Caso seja identificado qualquer situação de instabilidade da parede do poço, um escoramento apropriado deve ser imediatamente providenciado;*

6. Ao atingir a profundidade desejada, com o cubo formado (ficando ligado com a camada apenas pela face inferior), a separação do bloco é feita cortando-se horizontalmente por baixo, até que ele possa ser removido ou tombado.

   a) *Antes da remoção do bloco, as partes expostas devem ser protegidas com talagarça e, com o auxílio de um pincel, aplicar a parafina líquida. O processo deve ser repetido mais de uma vez.*

   b) *A NBR 9604/2016 recomenda que para solos com baixa coesão a proteção seja reforçada várias vezes, antes que seja seccionada a base.*

7. Se o bloco estiver firme, sem desagregar facilmente, a amostra é colocada de maneira centralizada em uma caixa de madeira cúbica, onde o vazio entre bloco e caixa é completado com serragem úmida em todas as faces.

   a) *O DNER 002/1994 estabelece que a caixa deve apresentar forma cúbica com 35 cm de aresta.*

   b) *A NBR 9604/2016 afirma que as medidas internas da caixa devem ser 6cm maior que os lados do bloco e ter suas 6 faces parafusáveis. Além disso, indica que os espaços entre o bloco e a caixa devem ser preenchidos com 3cm de serragem.*

8. Quando as partículas de solo se desagregam facilmente, depois de colocar a talagarça e a parafina líquida, a caixa sem tampa e sem fundo é colocada ao redor da amostra. Coloca-se serragem em todos os lados e no topo, e fecha-se com a tampa, a caixa.

9. Faz-se a reparação do bloco cortando a face de baixo e virando a caixa cuidadosamente. Depois de colocar a talagarça e a parafina na face inferior, completa-se com serragem e fecha-se a caixa.

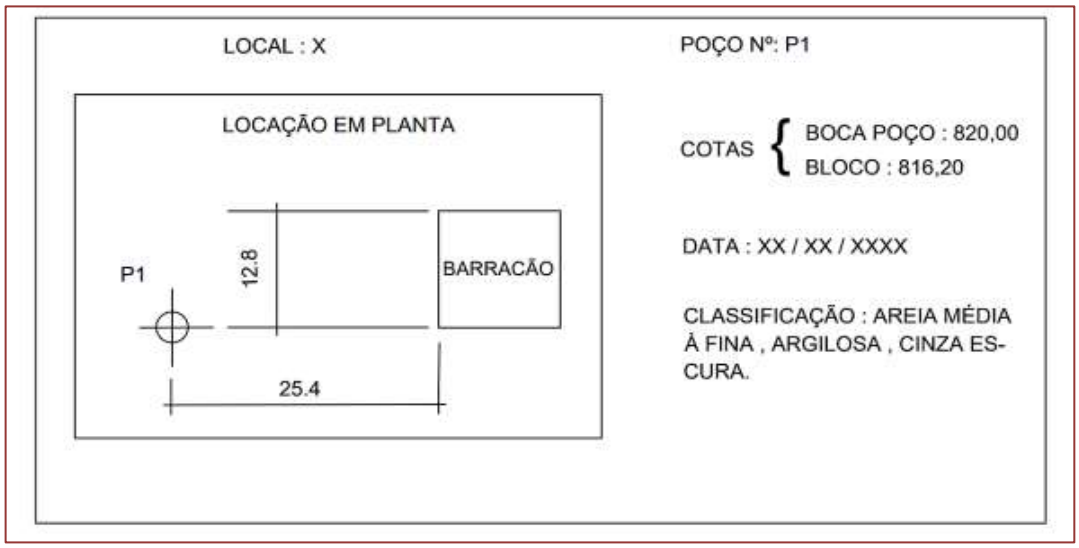
   a) *A NBR 9604/16 determina que antes da aplicação da última camada de proteção seja confeccionada duas etiquetas de identificação contendo: obra, local, identificação do poço ou trincheira, número da amostra, orientação em relação a uma direção, profundidade do topo e base do bloco em relação ao nível de referência na superfície, data da amostragem e nome do responsável pela coleta.*

Onde, uma das etiquetas deve ser colocada na parte superior do bloco e a outra na tampa da caixa.

b) A DNER 002/94 recomenda a confecção de duas etiquetas de identificação contendo: nome da obra, local da obra, número de sondagem, locação, número da amostra, profundidade da amostra coletada. Uma das etiquetas deve ser colocada em uma das faces do bloco e a outra no interior da caixa de madeira.

10. Preenche-se então a folha de campo mostrada na Figura 6.

Figura 6. Boletim de Sondagem – Folha de Campo com Locação em Planta



Fonte: Adaptado Bueno e Vilar (1980)

Dependendo da estabilidade das paredes de escavação, pode-se utilizar um molde para retirar o bloco indeformado.

1. Caso se disponha de um molde de amostragem (em sua forma cúbica, com 30cm de aresta), deve-se prosseguir como se segue:

a) O molde deverá ser colocado com a ponta biselada voltada para o solo;

b) A seguir, o operador começará a cortar o solo exterior ao molde, e ao mesmo tempo deverá ir pressionando-o para que ele penetre no solo;

c) A precisão com que o molde entra nos lados do bloco depende do tipo de solo; para solos argilosos esta folga poderá ser pequena, enquanto para o material granular, será necessário moldar um bloco com dimensões menores;

d) Assim que a parede do molde chegar ao fundo, deve ser colocado parafina no topo do bloco e a tampa superior;

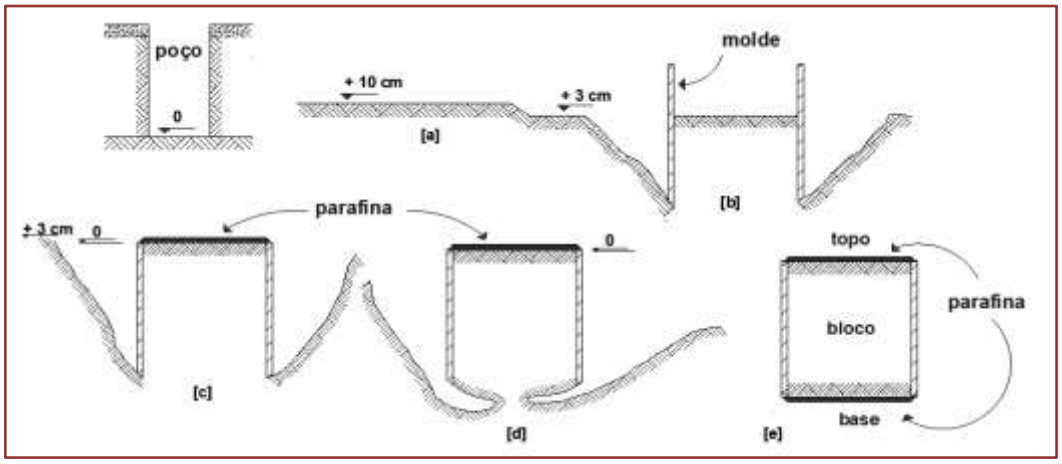
e) A separação do bloco é feita cortando-se horizontalmente por baixo, até que ele possa ser retirado ou tombado (Figura 7);

f) Alisar a superfície inferior do bloco, colocar parafina, e, a seguir, a tampa inferior;

g) Em seguida, a amostra será retirada do molde, suas faces laterais serão parafinadas com uma camada de 5mm de espessura, envolta com estopa (talagarça) e a seguir deverá ser colocada uma nova camada de parafina, com espessura de 5 mm.

2. Em seguida, deve ser elaborado o relatório de campo.

Figura 7. Amostragem em cubo com molde



Fonte: Adaptado Bueno e Vilar (1980)

Retirada de bloco na parede de escavação segundo a NBR 9604/2016:

1. Nesse processo é necessário cavar um nicho que possibilite o ajustamento das faces laterais, frontal e superior com as medidas previstas.
2. Em seguida, escava-se paralelo às faces e em direção ao interior da parede, com excesso de 5cm em relação às medidas das arestas correspondentes às faces laterais.
3. Identifica-se a parte superior com um "T".
4. Posteriormente, envolve-se as faces laterais, frontal e superior com parafina líquida.
5. Corta-se a parte posterior e inferior, e retira-se o nicho. As faces expostas onde não houve aplicação de parafina, precisam ser reguladas na modelagem estabelecida.
6. Os procedimentos citados anteriormente para proteção com talagarça e parafina e identificação devem ser repetidos para esse método de extração.

OBSERVAÇÕES:

Se o bloco estiver sendo retirado sob luz solar direta, é necessário que a área a ser utilizada seja protegida com um guarda-sol, a fim de se evitar perda de umidade durante o processo de retirada.

Em caso de usar o molde, a amostra de solo não deve permanecer muito tempo em contato com o metal do molde, pois poderá ser atacada por este e alterar sua composição química.

OBSERVAÇÕES:

Os cuidados descritos nos dois itens anteriores são necessários para a manutenção da umidade e estrutura do solo. De acordo com Nogueira (1977), a amostra assim preparada estará em condições de permanecer estocada sem perder a umidade por um período superior a um ano.

A NBR 9604/2016 estabelece que os processos de extração devem ser realizados sem exposição excessiva de raios solares. Além disso, não deve ocorrer contato da água da chuva com o bloco e o transporte até o laboratório deve ser feito com a parte superior virada para cima, sem impactos ou vibrações.

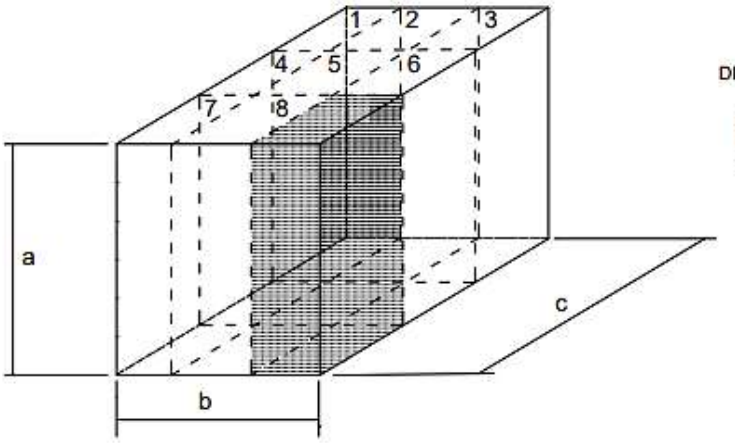
4.4. PROGRAMAÇÃO DE ENSAIO

Para que um programa de ensaios seja cumprido dentro do prazo estipulado, é preciso que os técnicos de laboratório tenham uma visão geral de como devem os ensaios serem realizados, para isto, é conveniente que se faça programa com todas as informações julgadas necessárias. Na Figura **8** estão indicados os ensaios a serem realizados sobre corpos de prova indeformados.

Figura 8. Plano de Ensaio: Bloco indeformado

CLASSIFICAÇÃO :
AREIA MÉDIA A FINA
ARGILOSA , CINZA ESCURA

LOCAL : X
POÇO : 4 BLOCO : 2
PROFUNDIDADE : 3,0 m
DATA : XX / XX / XXXX



DIMENSÕES DO BLOCO

a : 25 cm
b : 25 cm
c : 25 cm

ENSAIOS A REALIZAR

C. P.	ENSAIO	DATA INICIO	TÉCNICO	OBSERVAÇÃO
1	COMPRESSÃO SIMPLES	24/03		ANEL DE 0,5 kN
	TRIAXIAL NÃO DRENADO			
2	θ_3 = 50	25/03		
3	100 kPa	26/03		COM MEDIDA
4	200	27/03		DE
	TRIAXIAL ADENSADO NÃO DRENADO			
5	θ_3 = 50 kPa	30/03		POROPRESSÃO
6	100	01/04		
7	200	03/04		v = 0,1 mm/min
8	CONSOLIDAÇÃO	24/03		θ_0 = 10kPa, MEDIR k (PARES)
9	PERMEABILIDADE, Δh = 20 cm	25/03		D = 5 cm H = 10 cm

Fonte: Adaptado Bueno e Vilar (1980)

5. RETIRADA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS – POR AMOSTRADORES

5.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-PRO 002/1994 – Coleta de amostras indeformadas de solos
- ABNT NBR 9820/1997 - Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem

5.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-PRO 002/1994	ABNT NBR 9820/1997
Equipamento de sondagem à rotação para amostrador tipo "Denison"	X	
Equipamento de sondagem à percussão para demais amostradores	X	X
Amostrador tipo "Denison"	X	
Amostrador "Shelby tube"		X
Amostrador "Shelby tube" com pistão estacionário	X	X
Trado mecânico	X	
Bentonita	X	X
Facão	X	X
Trena	X	X
Estopa ou talagarça	X	X
Fogareiro com recipiente	X	X
Serragem	X	X
Etiquetas para identificação	X	X
Marcador (pilot) ou Pincel	X	X
Boletim de sondagem	X	X

5.3. OS AMOSTRADORES

O equipamento completo de sondagem deve ser apropriado para execução de perfurações com os diâmetros dos amostradores e compatíveis com as amostras a coletar. Para isto, deve-se existir informações prévias, obtidas a partir de sondagens de reconhecimento das camadas de extração da amostra.

As exigências efetivas para amostradores estão presentes na DNER 002/94 e na NBR 9820/97, para solos de baixa consistência. Nas normas são apresentadas dimensões, propriedades e o processo de utilização desses equipamentos.

Quanto a sua aplicabilidade e requisição de aparelho de sondagem, o Quadro 1 apresenta o resumo para os três tipos de amostradores.

Quadro 1. Resumo dos Tipos de Amostradores

AMOSTRADOR	APARELHO DE SONDAGEM	Aplicabilidade
Amostrador "Denison"	Rotativo	É utilizado normalmente em solos consistentes onde os amostradores de parede fina não conseguem penetrar. Deve ser evitado em solos com pedregulho ou solos fofos.
Amostradores de parede fina ou *shelby*	Percussão	São utilizados para extrair amostras indeformadas em solos coesivos pouco consistentes. Não devem ser usados em solos muito moles, pois não conseguem retê-los em seu interior.
Amostrador de parede fina com pistão estacionário	Percussão	São utilizados em solos muito moles, ou naqueles que o amostrador sem pistão não consegue reter a amostra.

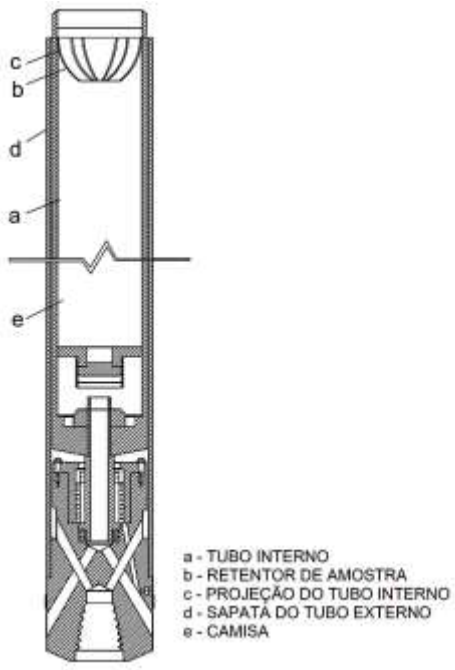
5.3.1. AMOSTRADOR "DENISON"

Segundo a DNER 002/1994, o amostrador "Denison"(Figura **9**) é um amostrador de parede dupla utilizado com equipamento rotativo. No seu interior possui um tubo (camisa) onde se coleta a amostra. Na ponta do tubo externo (peça móvel do barrilete), possui uma sapata cortante em dente de serra. O tubo interno (imóvel), possui na sua extremidade uma sapata cortante em forma de bisel.

Além disso, a norma destaca que esse modelo de amostrador deve ser usado em solos consistentes onde os amostradores de parede fina não são eficientes no processo de penetração e, o equipamento não é indicado para uso em solos com pedregulho ou solos fofos. Nos solos com pouca coesão aconselha-se a adição de uma mola (tipo cesta) que deve ser encaixada na sapata do tubo interior.

Figura 9. Amostrador "Denison"

A) B)



Fonte: A) Adaptado DNER 002/94; B)Trusty

Os diâmetros utilizados estão indicados no Quadro 2 com finalidade de padronização. Diâmetros intermediários ou maiores são aceitáveis. Os comprimentos do tubo são apenas ilustrativos, os adequados devem ser determinados de modo a satisfazerem as condições de campo.

Quadro 2. Diâmetro do Amostrador "Denison"

Diâmetro externo (mm)	88,9	101,6	139,7	196,8
Diâmetro da amostra (mm)	60,3	71,8	104,7	160,3
Diâmetro da camisa (mm)		660		

Fonte: Adaptado DNER 002/1994

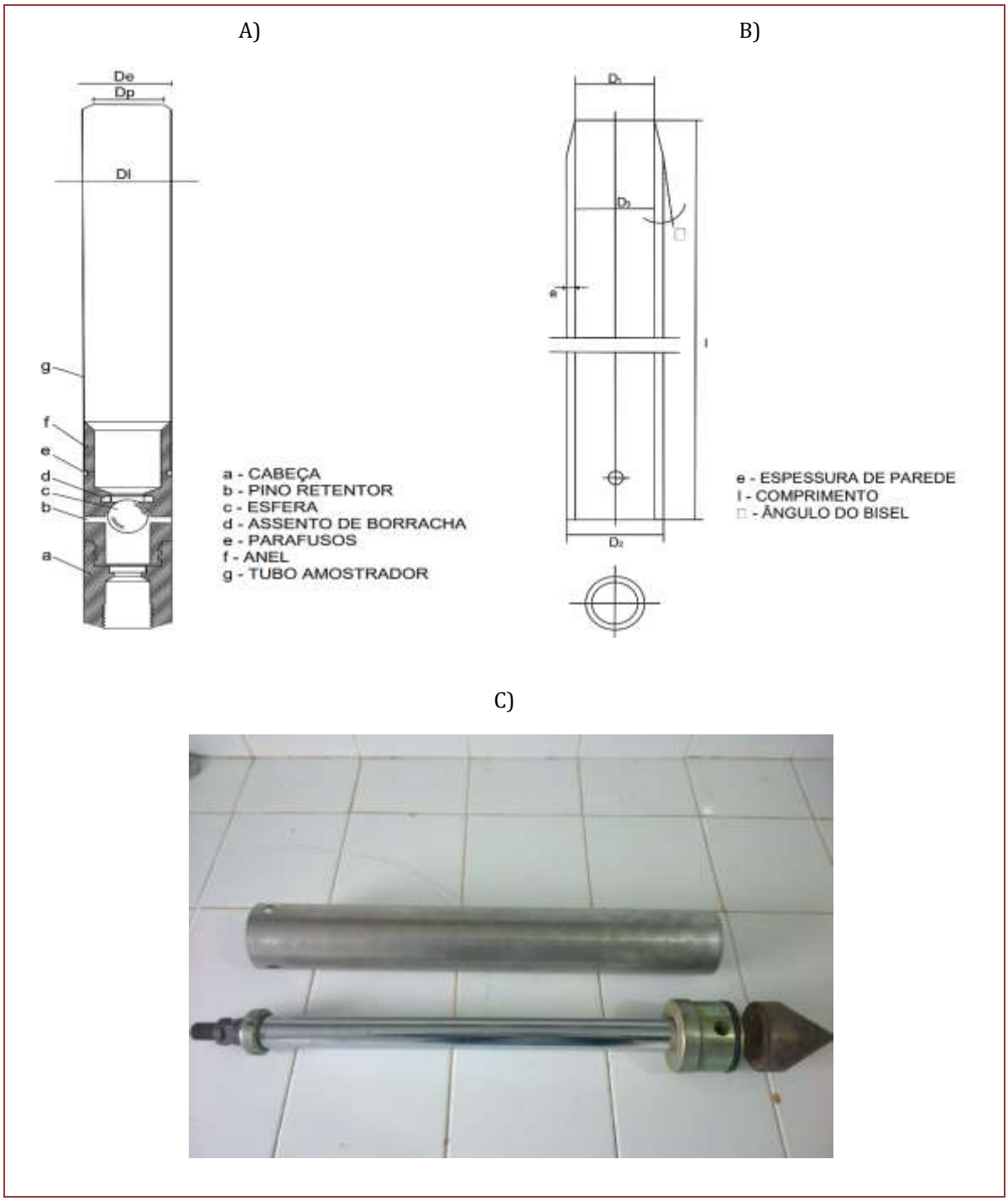
5.3.2. AMOSTRADOR DE PAREDE FINA "SHELBY TUBE"

O amostrador tubular de parede fina *"Shelby tube"* (Figura **10**), tem como finalidade a obtenção de amostras indeformadas em solos com baixa consistência, não cimentados e sem pedregulhos. A DNER 002/1994 reforça que o equipamento não deve ser usado em solos muito moles, já que, não seria possível confina-lo dentro do amostrador.

Segundo a NBR 9820/1997 é exigido que o material constituinte do amostrador seja resistente e anticorrosivo, também é usado um tubo sem costura ou soldado (sem que a solda ultrapasse a costura). Além disso, o tubo deve ter superfícies lisas, sem

defeitos e aplicado sem a presença de impurezas, enquanto suas dimensões estão apresentadas no **Quadro 3.**

Figura 10. Amostrador *Shelby Tube*



Fonte: (A) Adaptado DNER 002/1994 e (B) Adaptado NBR 9820/1997 e (C) VERSALENGENHARIA (2019)

Quadro 3. Dimensões de tubos de parede fina (Shelby tube)

Diâmetro externo (mm)	50,8	76,2	127
Espessura da parede (mm)	1,24	1,58	3,16
Comprimento do tubo (mm)	910	910	910

Fonte: Adaptado DNER 002/94

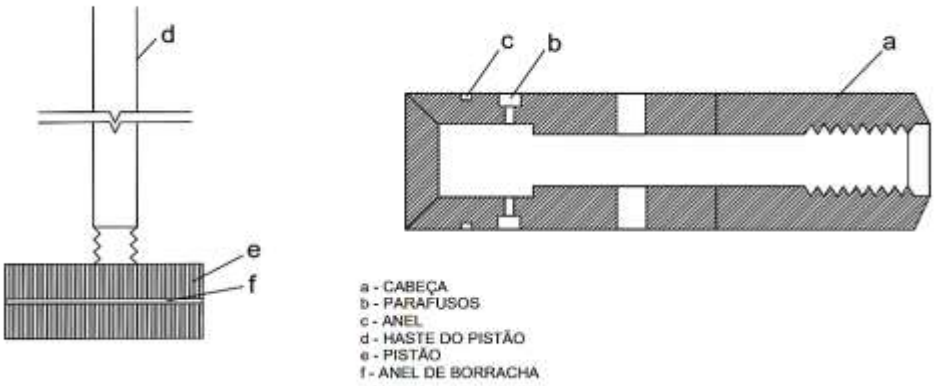
5.3.3. AMOSTRADOR "SHELBY TUBE" COM PISTÃO ESTACIONÁRIO

Segundo a DNER 002/1994 o amostrador de parede fina com pistão estacionário (Figura **11**) é um amostrador com as mesmas características mecânicas e geométricas do amostrador de parede fina. Contudo, possui um pistão estacionário com diâmetro inferior ao tubo de parede fina e altura de 5 cm, contendo um anel de vedação de borracha.

Além disso, esse equipamento deve ser usado em solos muito moles ou em solos onde o amostrador sem pistão não consegue reter a amostra.

Figura 11. Amostrador de parede fina com pistão estacionário

A)



B)

Fonte: (A) Adaptado DNER 002/1994 ; (B) Siebtechnik Tema

5.4. PROCEDIMENTOS

Segundo a DNER 002/1994 para qualquer amostrador utilizado, a perfuração deve estar isenta de material solto e a parte interna do tubo onde se alojará a amostra deve estar untado com óleo ou graxa, para uma extração mais fácil em laboratório.

1. Com Amostrador "Denison":

   a) Para extração da amostra, o amostrador deve ser conectado em uma haste com o comprimento desejado. Inicia-se a rotação do equipamento dando uma certa pressão e rotação;

   b) Para penetrar no solo, a pressão do amostrador deve ser compatível com a capacidade de corte da sapata do tubo externo com velocidade de rotação variando entre 40 e 125 rpm. A bomba que injeta água no interior deve ter pressão suficiente para trazer todo o material em suspensão para a superfície;

   c) Corta- se a amostra com comprimento 5 cm menor que o da camisa. O amostrador depois do corte é alçado com todo cuidado para fora do furo e suas sapatas são desconectadas assim como a camisa é retirada;

   d) O comprimento final é medido, tirando 2 cm de solo de cada ponta e acondicionando-os em um pano ou lona coberto de parafina para classificação tátil-visual de campo;

   e) As amostras devem ser acondicionadas em caixas de madeira e protegidas com serragem úmida no interior da caixa, marcando na amostra o lado de cima com as devidas indicações "FRÁGIL, EVITAR CALOR".

2. Amostrador de parede fina ("Shelby tube"):

   a) O amostrador deve ser conectado à haste e colocado no interior do furo de sondagem até a profundidade requerida. A cravação do tubo é feita sob pressão, sem interrupção ou rotação, com a utilização de um equipamento constituído por um macaco ou roldanas;

   b) A ABNT NBR 9820/1997 indica que a cravação deve ser que a cravação deve ser realizada a uma velocidade de 15 cm/s a 30 cm/s. Além disso, não é permitido o uso de percussão no processo de cravação.

   c) Em seguida, uma rotação na haste é aplicada para separá-la do solo e o amostrador é içado cuidadosamente, retirando-o da cabeça e medindo o comprimento da amostra (5 cm menor que o do tubo);

   d) O comprimento final é medido, tirando 2 cm de solo de cada ponta e acondicionando-os em um pano ou lona coberto de parafina para classificação tátil-visual de campo;

   e) *A relação de áreas do amostrador sempre deve ser inferior a 10% com seu valor ótimo cerca de 5%. A folga interna deverá ser da ordem de 1%.*

3. Amostrador de parede fina com pistão estacionário:

   a) Deve-se colocá-lo conectado à haste no interior da sondagem até a cota desejada com o pistão na extremidade inferior do tubo de parede fina;

b) Após dispor o equipamento de cravação (composto por roldanas), fixa-se a haste conectada ao pistão. O processo de cravação deve ser feito sem rotação de uma vez só;

c) A ABNT NBR 9820/1997 recomenda que a fixação do pistão seja a uma estrutura independente, para que se mantenha estacionário e, impedindo que o pistão seja arrastado com o amostrador durante a escavação.

d) Uma rotação na haste é aplicada para separá-la do solo e o amostrador é içado cuidadosamente, retirando-o da cabeça e medindo o comprimento da amostra (5 cm menor que o do tubo);

e) A ABNT NBR 9820/1997 específica que o controle da cravação deve ser realizado através de marcações prévias na haste do pistão.

f) O comprimento final é medido, tirando 2 cm de solo de cada ponta e acondicionando-os em um pano ou lona coberto de parafina para classificação tátil-visual de campo;

g) *A folga interna deste amostrador deve ser próxima de zero.*

4. As amostras extraídas dos amostradores devem ser lacradas imediatamente, com utilização de parafina líquida;

   a) Todas as operações devem ser realizadas em locais protegidos dos raios solares.

5. A parte da amostra em excesso nas extremidades deve ser cortada com fio de aço e protegida com um pano e parafina posteriormente. Após o endurecimento da parafina em uma extremidade, repete-se o procedimento para a outra extremidade.

6. Após devidamente lacrada, a amostra deve ser devidamente identificada com etiquetas.

   a) Nas etiquetas devem conter o nome da obra, local da obra, número da sondagem ou poço, locação, número da amostra e profundidade coletada.

7. Desde a extração no campo, até o laboratório, o tubo com a amostra deve sempre ser mantido na posição vertical.

8. Em seguida, deve ser elaborado boletim de campo.

6. SECAGEM DO SOLO

Após o processo de retirada de amostras descrito anteriormente, é necessário determinar a quantidade e o método de secagem do solo para o ensaio a ser realizado. Quando uma quantidade de solo é coletada e deixada secar ao ar, o seu teor de umidade tende a diminuir atingindo umidade residual denominada umidade higroscópica.

A seguir, mostra-se o método de preparação de amostras de solo para os ensaios de caracterização (análise granulométrica e determinação dos limites de liquidez e plasticidade, da massa específica das partículas que passam na peneira de 4,8 mm, da massa específica aparente e da absorção de água pelos grãos retidos na peneira 4,8 mm).

6.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6457/2016 Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização
- DNER-ME 041/1994 Solos – preparação de amostras para ensaios de caracterização

6.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-PRO 041/1994	NBR 6457/2016
Almofariz e mão de gral recoberta de borracha	X	X
Repartidor de amostras de 1,3 e 2,5 cm	X	X
Balanças de 5 kg, 1 kg e 200 g de capacidade	X	
Pá de mão, de forma arredondada	X	
Tabuleira de chapa de ferro galvanizado ou bandejas metálicas	X	X

	DNER-PRO 041/1994	NBR 6457/2016
Aparelho secador	X	
Balanças de 1,5 kg, 10 kg e 20 kg		X
Conjunto de peneiras		
Peneira de 2,0 mm	X	X
Peneira de 0,42 mm	X	X
Peneira de 76,2 mm		X
Peneira de 50,8 mm		X
Peneira de 19,1 mm		X
Peneira de 4,8 mm		X

6.3. PROCEDIMENTOS

Operações preliminares:

1. Deixa-se secar a amostra ao ar, até próximo da umidade higroscópica.

   a) *A DNER 041/1994 determina que a secagem da amostra pode ser realizada com o auxílio de um aparelho secador, desde que a temperatura não exceda 60°C. Exceto se for comprovado que um aumento dessa temperatura não altera as características do solo.*

2. Deve-se desmanchar os torrões com o auxílio do almofariz e mão de gral, evitando a quebra dos grãos.

   a) *Não se deve bater a mão de gral no almofariz, de preferência, os movimentos realizados devem ser feitos de maneira circular.*

3. Com o auxílio do repartidor de amostras, ou por quarteamento, reduzir a quantidade de material até obter uma amostra representativa pros ensaios.

   a) *De acordo com a DNER/PRO 041/1994, tomar cerca de 1500 g para solos argilosos e 2000 g para solos arenosos ou solos pedregulhosos para os ensaios de caracterização. Deve-se anotar o peso, com cerca de 5g de aproximação, denominado peso total da amostra seca ao ar.*

4. A DNER 041/1994 recomenda a passagem desse material na peneira de 2,0 mm, garantindo que todos os torrões tenham sido desagregados no almofariz e que só fiquem retidos os grãos maiores na peneira.

   a) *Do material passante na peneira de 2,0 mm deve-se tomar, utilizando um repartidor de amostras ou por quarteamento, uma amostra com cerca de 250g.*

   b) *O restante do material passante na peneira de 2,0 mm deve ser passado na peneira de 0,42mm.*

   c) *Da amostra passante na peneira de 0,42mm deve-se tomar, utilizando um repartidor de amostras ou por quarteamento, uma amostra com cerca de 200g.*

Para a análise granulométrica:

5. Para realização do ensaio de análise granulométrica segundo a ABNT NBR 6457/2016

   a) *Passar uma parte da amostra na peneira de 76 mm e desprezar o material retido.*

   b) *Tomar uma quantidade do material passante na peneira de 76 mm, de acordo com o quadro abaixo, com base na dimensão estimada dos grãos (determinada por observação visual).*

Quadro 4. Quantidade de amostra para Análise granulométrica

Dimensões dos grãos maiores (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 5	1
5 a 25	4
>25	8

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6457/2016

6. Para a realização do ensaio de análise granulométrica dos grãos com diâmetro maior que 2,0 mm segundo a DNER 041/1994

   a) *Lava-se o material retido na peneira de 2,0 mm, para eliminar os grãos finos, posteriormente seca-se a amostra na estufa a 105 °C - 110°C até a constância de peso.*

7. Para a realização do ensaio de análise granulométrica dos grãos com diâmetro menor que 2,0 mm segundo a DNER 041/1994

   a) *Usa-se da amostra de 250g (passante na peneira de 2,0 mm) cerca de 70 g para solos argilosos ou 120 g para solos arenosos.*

b) Caso a operação seja realizada em triplicata, para melhor confiabilidade dos resultados, deve-se tomar três vezes a quantidade da amostra considerada. Totalizando 210 g para solos argilosos ou 360 g para solos arenosos.

Para determinação da umidade higroscópica:

8. Para realização do ensaio de determinação da umidade higroscópica segundo a DNER-PRO 041/1994, tomar fração da amostra de 250g (passante na peneira de 2,0 mm) cerca de 50 g.

   a) Caso a operação seja realizada em triplicata, para melhor confiabilidade dos resultados, deve-se tomar três vezes a quantidade da amostra considerada. Totalizando 150 g

Para a realização do ensaio de densidade real:

9. Para realização do ensaio de determinação da densidade real segundo a DNER-PRO 041/1994, tomar fração da amostra de 250g (passante na peneira de 2,0 mm) cerca de 10 g.

   a) Caso a operação seja realizada em triplicata, para melhor confiabilidade dos resultados, deve-se tomar três vezes a quantidade da amostra considerada. Totalizando 30 g.

Para a determinação do limite de liquidez, do limite plasticidade e dos fatores de contração:

10. Para a realização dos ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade segundo a ABNT NBR 6457/2016, tomar uma parte da amostra preparada e passar na peneira de 0,42 mm, de maneira a se obter cerca de 200g passante para a realização dos ensaios.

11. Para a realização dos ensaios de determinação do limite de liquidez e do limite de plasticidade, e para a determinação dos fatores de contratação segundo a DNER 041/1994.

    a) Tomar da amostra de 200g (passante na peneira de 0,42 mm) cerca de 70g para a determinação de limite de liquidez, cerca de 50g para a determinação do limite de plasticidade e cerca de 50 g para a determinação dos fatores de contração.

    b) Caso a operação seja realizada em triplicata, para melhor confiabilidade dos resultados, deve-se tomar três vezes a quantidade da amostra considerada. Totalizando 210 g para o ensaio de determinação do limite de liquidez, 150 g para o ensaio de determinação do limite de plasticidade e 150 g para a determinação dos fatores de contração.

Para a determinação da massa específica dos grãos passantes na peneira de 4,8 mm.

12. Para realização do ensaio de determinação da massa específica dos grãos segundo a ABNT NBR 6457/2016, tomar uma fração da amostra (passante na peneira de 4,8 mm) de cerca de 500 g.

Para determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água dos grãos de pedregulho na peneira de 4,8 mm.

13. Para realização dos ensaios de massa específica, massa específica aparente e da absorção de água dos grãos de pedregulho na peneira de 4,8 mm segundo a ABNT

NBR 6457/2016, determinar por observação visual a dimensão dos grãos maiores e tomar as frações das amostras tomar (passante na peneira de 76 mm e retido na peneira de 4,8mm) de acordo com o Quadro 5.

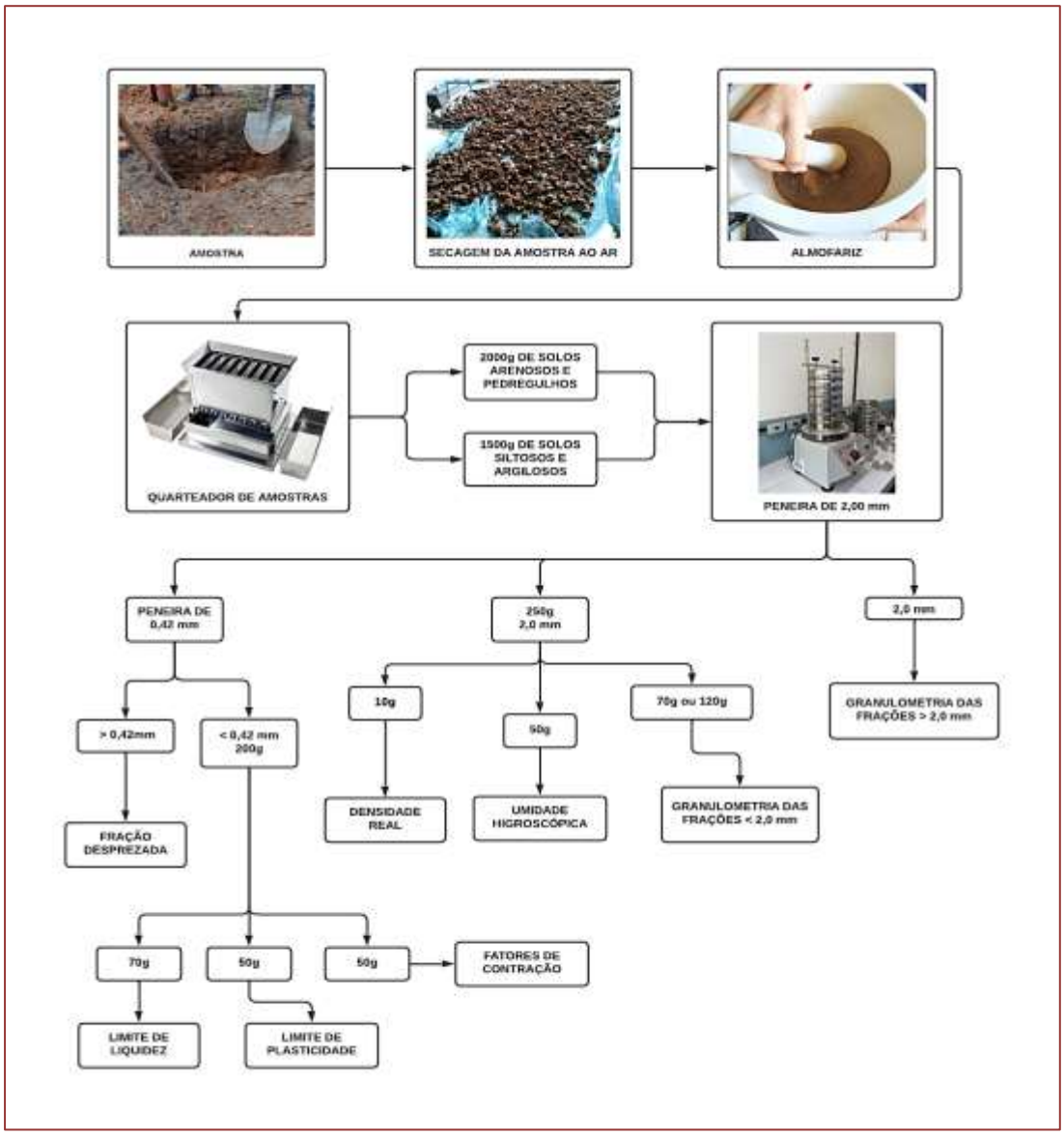
Quadro 5. Quantidade de amostra para determinação da massa específica

Dimensões dos grãos maiores (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 25	2
25 a 50	8
50 a 76	16

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6457/2016

O resumo dos procedimentos aqui descritos, estão esquematizados na Figura **12**.

Figura 12. Resumo do processo de preparação das amostras para ensaios de caracterização



Fonte: Adaptado de DNER 041/1994

OBSERVAÇÕES:

A ABNT NBR 6457/2016 ainda prevê a realização de ensaios de caracterização sem a realização da secagem prévia. Ela destaca que esse processo pode ser empregado, apenas no caso de a amostra apresentar no máximo 10% de material retido na peneira de 0,42 mm.

7. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO

7.1. BOLETIM DE CAMPO

1. Para a retirada de amostras deformadas e amostras indeformadas (bloco) deve constar no boletim de campo os seguintes dados: o nome da obra, o local da obra, período de execução, a descrição e a profundidade das amostras coletadas e a medida do nível d'água

   a) O DNER 003/1994 recomenda a indicação do número de sondagens, método de avanço da sondagem, cota da boca do furo, análise tátil-visual de cada camada

   b) A NBR 9604/2016 recomenda a indicação do nome do interessado, os equipamentos utilizados e o motivo da paralisação.

2. Para a retirada de amostras indeformadas por amostradores deve constar no boletim de campo os seguintes dados: o local e a designação da obra, o número do furo, o diâmetro do furo, o período de execução, a cota da boca do furo, a identificação tátil-visual do material, o número da amostra, a profundidade do topo da amostra, o comprimento do penetrado e do recuperado, a data da amostragem e o nome do operador.

   a) A NBR 9820/1997 indica também a inclusão do tipo e as dimensões do amostrador.

Figura 13. Boletim de Campo

Boletim de campo

Projeto:
Data de inicio:

Data de termino:

Localização:
Altitude do terreno:
Total escavado:

Diâmetro da perfuração:
Profundidade total:

Responsável:
Método:
Sondador:
Empresa de sondagem:

Amostras para análises de solo:

ID	Prof. (m)	Data/Hora	Parâmetros a analisar	Laboratório

Medição de Nível de Água

Data	Hora	NA(m)

Perfil de sondagem

Mudança de camada (m)	Classificação tátil visual do solo	Interpretação geológica

Fonte: Adaptado Prefeitura de São Paulo (2009)

7.2. RELATÓRIO DE ENSAIO

Os relatórios de ensaio devem ser confeccionados em folhas A4 e assinados por um profissional de nível superior registrado no Conselho Regional de Engenharia e Agronomia (CREA).

1. A NBR 9604/2016 estabelece que no relatório de ensaio de retirada de amostras deformadas e indeformadas por bloco deve conter os seguintes itens:

   a) O nome do interessado, local e natureza da obra, descrição dos métodos e equipamentos utilizados, o total escavado expresso em metros, uma declaração afirmando que as normas exigidas foram seguidas, observações e comentários e as referências dos desenhos presentes no relatório

   b) Um desenho com uma planta do local com a localização, cotação e amarrada a elementos fixos no terreno.

Nos resultados em desenho com o perfil individual ou no modelo de boletins descritivos devem conter: nome da empresa, nome do interessado, o local da obra, vistas (feitas por engenheiros, desenhistas ou geólogo), número do poço ou trincheira, cota da boca ou determinação topográfica da borda e do fundo, posição das amostras coletadas, à profundidade das camadas, a identificação do solo, posição do nível d'água e o período da escavação.

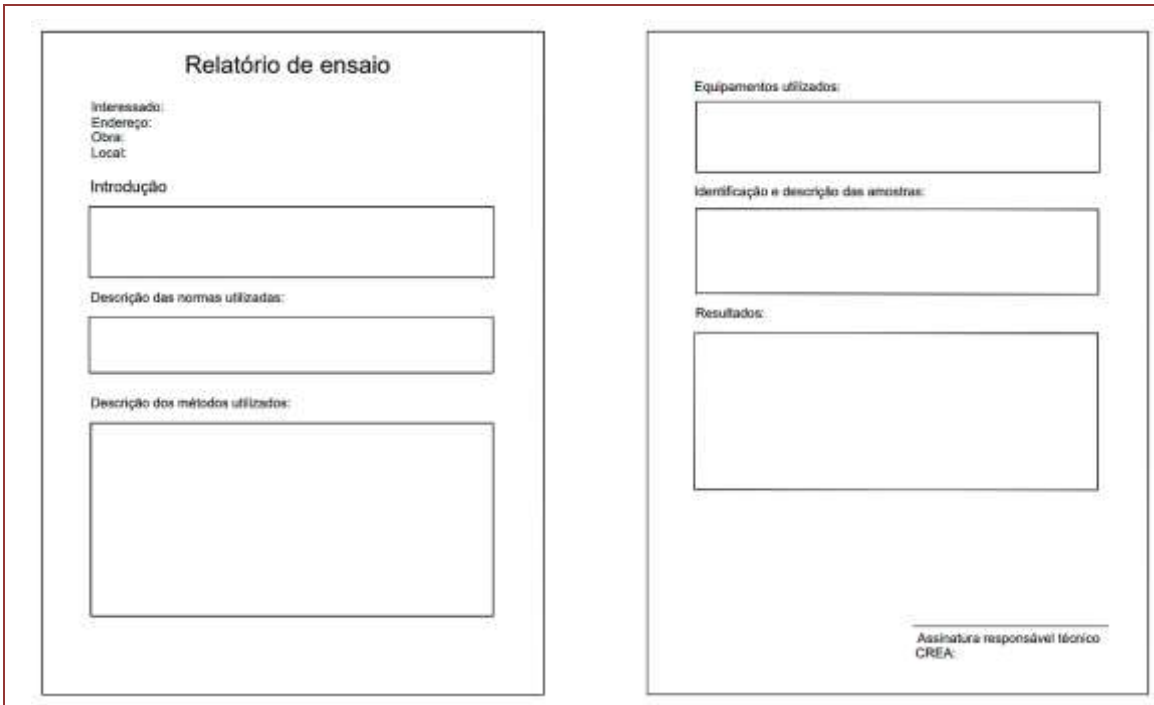
Além disso, expostos de modo perfil individual deve ser adicionada linhas horizontais cotadas, a cada 5 mm com base na referência de nível, e a convenção gráfica dos Solos que constituem as camadas do subsolo.

1. A NBR 9820/1997 recomenda para o relatório de ensaio da retirada de amostra indeformadas por amostradores a indicação dos seguintes itens:

   a) A locação em planta dos furos de amostragem e das sondagens associadas

   b) E a inclusão dos perfis individuais dos furos de amostragem com todos os elementos citados na confecção do boletim de campo para amostras indeformadas por amostradores.

Figura 14. Relatório de Ensaio



Fonte: Autores

NOTA DOS AUTORES:

As recomendações listadas nos resultados se baseiam nas normas DNER 002/94, DNER 003/94, NBR 9604/2016 e NBR 9820/97.

8. TESTES DE IDENTIFICAÇÃO

Em Nogueira (1977) são apresentados três testes rápidos e simples que permitem uma primeira identificação do tipo de solo: Teste de impregnação, desagregação e sedimentação. Estes testes serão descritos abaixo para uma primeira avaliação e definição do tipo de solo como arenoso, siltoso ou argiloso.

8.1. PROCEDIMENTO

A amostra de solo deve ser seca em sombra, em um local com pouca ventilação, durante o processo o solo deve ser misturado periodicamente para que a amostra fique homogênea. Em seguida, com o auxílio de um repartidor de amostras ou por meio do quarteamento manual, deve-se reduzir a quantidade de amostra até cerca de 500g, que será utilizado no processo de identificação.

A amostra deve ser passada na peneira de 0,42 mm para realização dos testes de impregnação, desagregação e de sedimentação. A partir da realização desses testes, os resultados proporcionaram uma avaliação prévia do tipo de solo fino.

1. No teste de impregnação é feita uma mistura da amostra de solo e água, para a obtenção de uma pasta, que deve ser passada na palma das mãos e, posteriormente, levar as mãos para debaixo de uma torneira com pouca vazão.

a) *Caso a mancha, produzida pelo solo, se mantiver clara após vários minutos com a mão em água corrente e com alguma fricção, o solo será classificado como siltoso.*

b) *Caso a mancha se mantenha escura mesmo após muito tempo embaixo da água corrente e com muita fricção, o solo será classificado como argiloso.*

Figura 15. Teste de Impregnação

Fonte: Autores

2. No teste de desagregação, deve-se pegar um torrão do solo e depositá-lo em um recipiente com água, evitando que o torrão fique totalmente imerso

a) *Caso o torrão se desagregue rapidamente o solo será classificado como siltoso*

b) *Caso seja de forma lenta será classificado como argiloso.*

Figura 16. Teste de desagregação

Fonte: Autores

3. No teste de sedimentação deve-se preparar uma pasta com um teor de umidade baixo e, em seguida, transferido para um copo onde será adicionado cerca de 500 cm^3 de água destilada que deve ser misturado com o auxílio de um bastão, para homogeneizar a mistura. Posteriormente, depositar a mistura em uma proveta com capacidade volumétrica de 200 cm^3, que deve ser novamente homogeneizada e, apoiar a proveta em uma superfície plana aguardando a sedimentação das partículas, formando camadas no fundo a depender do tipo de solo.

   a) As partículas de areia formaram a camada rapidamente.

   b) As partículas de silte demoraram alguns minutos para sedimentar

   c) Enquanto as de argila ficaram em suspensão por um longo tempo até se depositarem no fundo.

Figura 17. Teste de sedimentação

Fonte: Autores

Os resultados obtidos a partir desses testes classificaram o solo como arenoso, siltoso ou argiloso. As conclusões obtidas serão referências preliminares para uma análise mais aprofundada do tipo de solo.

9. PERGUNTAS

a) Qual a importância da retirada de amostras para os ensaios de caracterização do solo?

A retirada de amostras é fundamental para analisar as características do solo tanto em laboratório quanto em campo e prever como este se comporta em diferentes condições. As amostras possibilitam que parâmetros como teor de umidade, massa específica, limite de liquidez e plasticidade sejam obtidos e utilizados na caracterização do solo estudado.

b) Quais são as principais diferenças entre amostras deformadas e indeformadas?

As amostras deformadas são aquelas que sofrem mudanças na estrutura durante a coleta, mas preservam as condições e proporções dos seus constituintes. Dessa forma, elas representam o solo em termos de textura e composição mineral, porém não mantêm sua estrutura original e umidade presente no momento da retirada. São utilizadas em ensaios de granulometria, limites de consistência e compactação. Já as amostras indeformadas conservam a estrutura original do solo, representando o mesmo quanto à estrutura, relações entre seus constituintes (grãos, água e ar), umidade e constituição mineralógica. São usadas para estudar a resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade do solo.

c) Qual o procedimento geral para coleta de amostras deformadas utilizando trados?

O procedimento inicia-se com a limpeza da área de estudo, retirando a camada orgânica superficial para evitar interferências na perfuração. Em seguida, uma lona aberta é posicionada no local para que as amostras coletadas sejam depositadas. A sondagem é realizada girando o trado manualmente ou com auxílio mecânico, aplicando pressão para que ele penetre no solo. Ao alcançar a capacidade máxima de coleta, o trado é retirado e esvaziado, e o solo extraído é colocado sobre a lona em montes separados de acordo com a profundidade de coleta. Esse processo é repetido até atingir a profundidade desejada.

Segundo a NBR 9604/2016, as amostras devem ser coletadas a cada metro escavado em materiais homogêneos. Caso exista variação no tipo de solo dentro desse intervalo, devem ser coletadas amostras de todas as camadas distintas. Quando há mudança de camada do solo, a operação deve ser pausada para medir o comprimento total da haste e anotar essa informação no boletim de sondagem. Se for encontrado nível de água, sua profundidade deve ser registrada, e uma nova medição deve ser realizada depois de 24 horas. Cada amostra deve ser identificada com etiquetas contendo informações como nome e local da obra, número da sondagem, profundidade e locação da coleta.

Por fim, o buraco perfurado deve ser tapado em caso de circulação de pessoas ou animais na área. Por fim, todas as informações coletadas são registradas no boletim de campo para a documentação do procedimento.

d) Como deve ser feito o transporte de amostras indeformadas para evitar alterações nas suas características?

Para garantir que as amostras indeformadas sejam preservadas durante o transporte, é crucial protegê-las com talagarça e revesti-las com parafina ou cera, para evitar a perda de umidade. As amostras devem ser acondicionadas em caixas de madeira preenchidas com serragem, proporcionando estabilidade e impossibilitando deslocamentos que possam vir a comprometer sua integridade. Além disso, durante todo o percurso, as amostras devem ser mantidas na posição vertical e protegidas da exposição direta ao sol, assegurando que a estrutura original chegue ao laboratório sem alterações.

e) Quais são os tipos de amostradores utilizados para retirada de amostras indeformadas e quais são as suas aplicabilidades?

Amostrador Denison: Consiste em um equipamento rotativo de parede dupla, indicado para solos mais consistentes.

Amostrador Shelby: Equipamento de parede fina utilizado para solos coesivos pouco consistentes, não indicados em solos muito moles visto que não conseguem conservá-los em seu interior.

Amostrador Shelby com pistão estacionário: Tubo de parede fina recomendado para solos muito moles, garantindo melhor retenção da amostra.

f) Quais as diferenças entre o uso de trados e amostradores de parede fina na coleta de amostras?

Os trados são utilizados para retirar amostras deformadas, que perdem sua estrutura original, sendo ideais para ensaios de classificação granulométrica, limites de consistência e compactação, enquanto os amostradores de parede fina são utilizados para coletar amostras indeformadas, mantendo a estrutura e umidade do solo, crucial para

análises de resistência, compressibilidade e permeabilidade. Além disso, a coleta da amostra com os trados é mais rápida e prática, já os amostradores de parede fina demandam equipamentos de sondagem para reduzir ao máximo a alteração do solo durante a extração.

g) Qual a importância da escolha do método de amostragem para a caracterização do solo?

A escolha do método de amostragem ideal garante que as características do solo sejam preservadas e corretamente analisadas, levando em consideração fatores como o tipo de ensaio a ser realizado, a profundidade de coleta, a presença de nível de água e a estabilidade das paredes de escavação. Métodos como o uso de trados, amostradores Shelby ou blocos indeformados devem ser escolhidos de acordo com as características do solo e os objetivos do estudo.

h) De que forma a profundidade da coleta pode influenciar na interpretação das características do solo?

A profundidade da coleta possui uma influência direta na compreensão das características do solo, visto que ela permite a identificação das variações na composição e estrutura do solo em diferentes camadas. Analisar as amostras coletadas em diferentes profundidades ajuda na determinação da sequência das camadas do solo, suas propriedades físicas e mecânicas, além da presença de nível d'água.

i) Como os testes de impregnação, desagregação e sedimentação ajudam na identificação do tipo de solo?

A impregnação testa a aderência do solo à pele e analisa sua resistência quanto à remoção com água, auxiliando na identificação da coesão do solo e sua capacidade de aderência a superfícies.

A desagregação examina a velocidade com que um torrão de solo se desintegra ao ser imerso em água, fornecendo informações acerca da estrutura do solo e sua estabilidade quando entra em contato com a umidade.

A sedimentação mede quanto tempo é preciso para que as partículas do solo se acumulem no fundo de uma proveta com água, permitindo a avaliação da granulometria do solo, diferenciando componentes como argila, areia e silte baseado na velocidade de decantação das partículas.

j) Quais informações devem constar no boletim de campo e no relatório de ensaio para a retirada de amostras?

O boletim de campo precisa conter dados como nome e local da obra, período de execução, profundidade e descrição das amostras, nível d'água e, no caso de amostras indeformadas por amostradores, detalhes do furo (número, diâmetro, cota da boca), identificação do material, profundidade da amostra, comprimento penetrado e recuperado, data e nome do operador. Já no relatório de ensaio é preciso constar o nome do interessado, descrição dos métodos e equipamentos, total escavado, conformidade com normas, observações, desenhos com localização das amostras, perfis individuais com identificação do solo, nível d'água e elementos topográficos, além da locação dos furos e perfis associados.

CAPÍTULO

02 Identificação dos Solos

1. INTRODUÇÃO

Em fases preliminares de estudo do solo, quando não são necessários ou não estão disponíveis ensaios de laboratório, pode-se realizar uma identificação tátil-visual das amostras, onde o tipo e o estado do solo são estimados, manuseando-o e percebendo suas características. A primeira característica que diferencia os solos é o tamanho das partículas, onde existem grãos perceptíveis a olho nu, como pedregulhos e areias do mar e outros que possuem grãos muito finos, que quando molhados se transformam em uma pasta na qual é impossível identificar individualmente cada partícula (PINTO, 2006).

A análise do solo por meio de ensaios de laboratório e de campo, realizada após a retirada de amostras no local, é um método de conhecer de forma confiável as características do solo, a fim de que se possa realizar previsões do comportamento deste, através dos diversos parâmetros que podem ser obtidos (umidade, massa específica, limites de liquidez e plasticidade, entre outros). A depender do tipo de informação que se deseja conhecer a respeito do solo, e consequentemente, do tipo de ensaio que se pretende realizar, deve-se escolher o método de amostragem adequado. Além disso, para obter bons resultados com a análise, devem ser tomados cuidados durante a amostragem, a fim de que se mantenha a estrutura, o teor de umidade e a textura da amostra. Existem dois tipos de amostras utilizadas nos laboratórios de Mecânica dos Solos: amostras deformadas e amostras indeformadas.

Em uma amostra de solo, geralmente encontram-se partículas de diversos tamanhos. Muitas vezes, grãos de areia estão envolvidos por uma grande parte de partículas argilosas sendo difícil identificá-los no estado seco. Quando úmidas, as partículas de argila admitem-se como uma pasta fina enquanto as areias tornam-se fáceis de identificar pelo tato, no manuseio. A partir do estudo dos tamanhos dos grãos, as partículas recebem denominações específicas, onde seus valores limites são aqueles adotados pela ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas (**Quadro 6**). O conjunto de silte e argila é denominado como fração de finos do solo, enquanto o conjunto de areia e pedregulho é chamado de fração grossa do solo (PINTO, 2006).

Quadro 6. Classificação das frações de solo quanto ao seu tamanho

Definição	Tamanho dos grãos
Matacão	Entre 200 mm e 1m
Pedra de mão	Entre 60,0 mm e 200 mm
Pedregulho grosso	Entre 20,0 e 60,0 mm
Pedregulho médio	Entre 6,0 e 20,0 mm
Pedregulho fino	Entre 2,0 e 6,0 mm
Areia Grossa	Entre 0,6 e 2,0 mm
Areia média	Entre 0,2 e 0,6 mm
Areia fina	Entre 0,06 e 0,2 mm
Silte	Entre 0,002 e 0,06 mm
Argila	Menor que 0,002 mm

Fonte: ABNT NBR 6502/95

Em ensaios de sondagem à percussão e processos de remoção de amostras indeformadas ou deformadas, à medida que o solo vai sendo retirado ele passa pelo processo de reconhecimento, que geralmente é feito em campo e pode ser repetido em laboratório para confirmação. Consta essencialmente em anotar:

a. A ocorrência ou não de matéria estranha ao solo (raízes, conchas, matéria orgânica);
b. A cor natural da amostra;
c. Teor de umidade;
d. Minerais reconhecíveis, no caso de solo granular;
e. Rugosidade e forma;
f. Odores estranhos;
g. Granulometria.

Apesar de ser necessário uma grande experiência ao reconhecimento e trato com o solo, essa sequência de reconhecimento é simultânea e não exige muitos equipamentos, obtendo informações imediatas. Existem alguns testes básicos que são usados como procedimento de rotina para a identificação de amostras que serão apresentados no decorrer do capítulo.

É importante destacar que apenas a granulometria não pode ser definida por observações imediatas, sendo necessário a utilização de alguns equipamentos além do tato, visão e experiência. É a mais difícil das avaliações, e para isso existem alguns testes simples que tornam possível a avaliação das amostras.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável, mas simples, quanto for possível.

2. IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 7250:1982 - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos (Revogada)
- ABNT NBR 6484:2020 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio

2.2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DOS SOLOS

1. Cor: é uma característica muito importante na identificação do tipo de solo.
   a) *A ABNT NBR 6484/2020 estabelece que a indicação da cor deve ser feita logo após a coleta, contendo no máximo duas designações.*
   b) *A norma também determina a utilização das nomeações para cor como: branco, cinza, preto, marrom, amarelo, vermelho, roxo, azul e verde. Também pode se utilizar informação complementar claro e escuro. Além disso, se houver presença de mais de duas cores na amostra deve ser denominada variegado no lugar do relacionamento das cores.*
   c) *Nogueira (1995) recomenda a utilização de uma amostra úmida para a identificação, e determinar qual a cor predominante.*
2. Odor: são predominantes em solos orgânicos, por conta da presença de matéria orgânica.
   a) *Odores não usuais devem ser informados.*
3. Umidade: é importante determinar a condição do solo em campo, para que não haja alteração da umidade, utilizando o **Quadro 7**.

Quadro 7. Umidade Natural

Solo	Descrição
Seco	Água não é visível nem sensível ao tato
Úmido	Água não é visível, mas sensível ao tato
Molhado	Água está visível

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

Estrutura do solo: avaliando a estrutura por meio da observação in situ ou de amostras indeformadas em blocos pode se caracterizar usando o **Quadro 8.**

Quadro 8. Identificação da estrutura de um solo

Características do Solo		Estrutura
Estratos alternados de diferentes materiais, cores, espessuras	Espessura > 6mm	Estratificada
	Espessura < 6mm	Laminada
	Textura muito fina	Varvítica
Plano de fratura bem definido. Pequena resistência ao fraturamento	Opacos	Fissurada
	Polidos (estriados)	Estriada
Massa de solo coesivo quando quebrada resultam torrões angulares, resistentes a posterior quebra		Torroada
Camada de solo com textura diferente da do solo acima e abaixo		Em lente
Solo com mesma cor, textura e demais características		Homogênea

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

4. Grau de cimentação: por meio da realização de um teste com torrão seco, pressionando o material com o dedo indicador e o polegar, é possível avaliar a pressão necessária para quebrar o torrão e determinar o grau de cimentação da amostra usando o **Quadro 9**

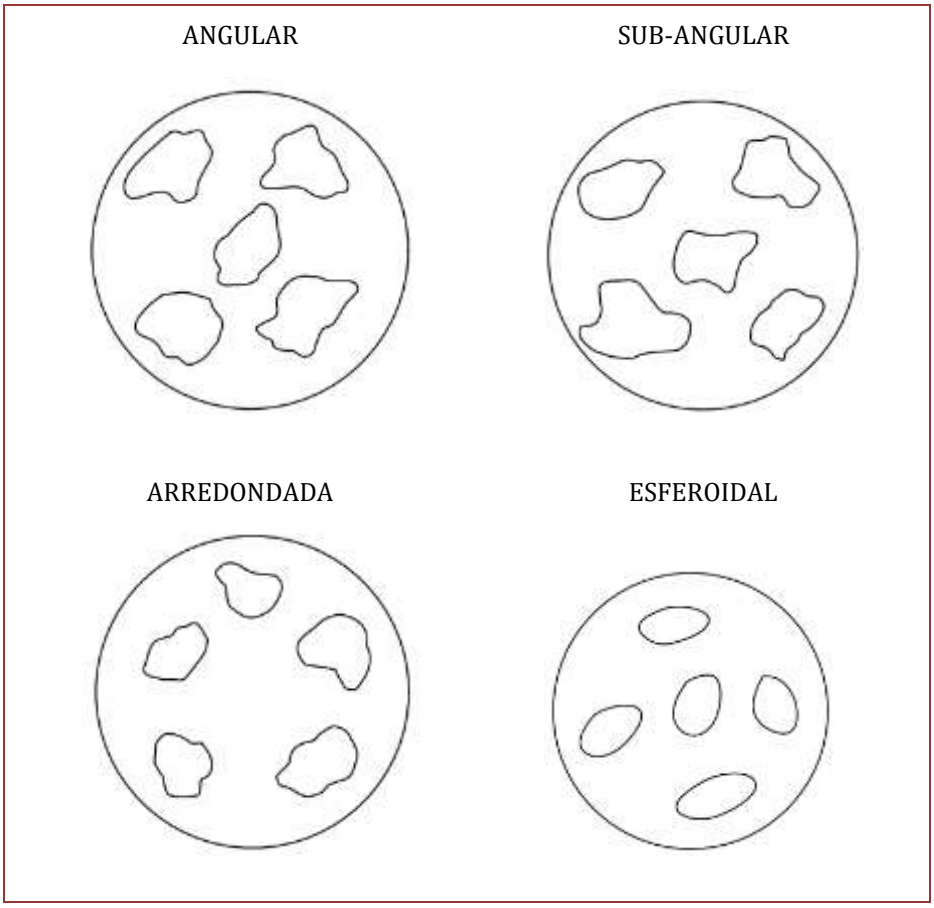
Quadro 9. Identificação do Grau de cimentação

Descrição do resultado	Pressão aplicada	Grau de cimentação
Torrão quebra ou esfarela	Pequena	Fraco
	Média	Médio
Torrão não se quebra	Grande	Forte

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

5. Angularidade e forma dos grãos:
   a) *Essa classificação só é admissível para areias grossas e pedregulhos.*
   b) *Para definir a angularidade da partícula deve-se verificar as bordas e faces seguindo a Figura 18, e comparando com o Quadro 10.*

Figura 18. Esquema para descrição da angularidade



Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

Quadro 10. Descrição da Angularidade

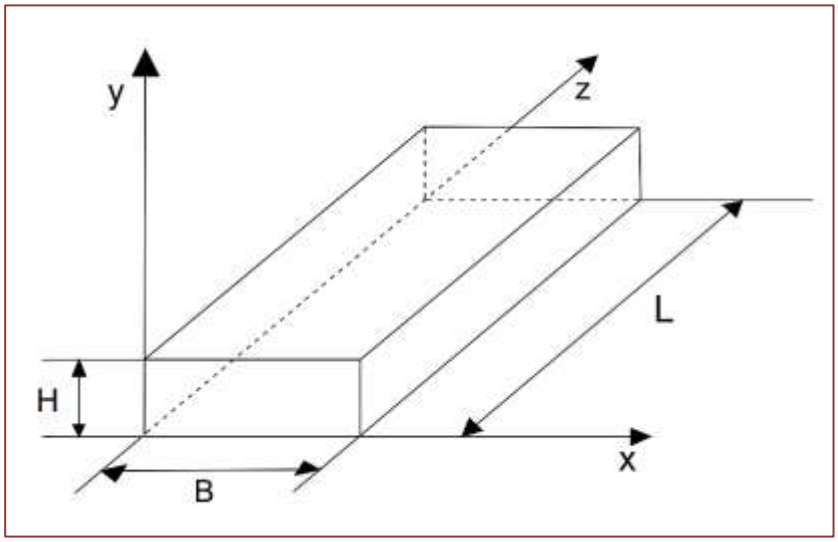
Características das faces		Angularidade
Bordas	**Faces**	
Afiada	Planas e rugosas	Angular
Algumas curvas	Planas	Subangular
Suaves	Quase planas	Arredondada
Não tem	Curvas e lisas	Esferoidal

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

c) *Para classificar a forma da partícula deve-se medir o comprimento, a largura e a espessura seguindo a Figura* ***19.***

d) *, e comparando as medidas com o Quadro 11.*

Figura 19. Esquema para descrição da forma



Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

Quadro 11. Descrição da forma

Descrição	Forma
B/H > 3	Chata
L/B > 3	Alongada
B/H > 3, L/B > 3	Lamelar

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

3. AVALIAÇÃO TÁTIL-VISUAL

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6502:1995 – Rochas e Solos – Terminologia
- ABNT NBR 6484:2020 - Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio

3.2. EQUIPAMENTOS

	CONVENÇÃO
Água corrente	X
Bisnaga de borracha	X
Proveta	X
Recipiente de vidro	X
Placa de vidro esmerilhada	X
Almofariz de porcelana e mão de borracha	X

3.3. PROCEDIMENTO

1. Visual: Realiza uma análise visual a respeito da textura do solo, de sua aparência, cor e tamanho dos grãos de forma geral (Figura **20**). É possível avaliar a predominância do tamanho dos grãos separando os que têm tamanho superior a décimos de milímetros, admitidos os visíveis a olho nu.

   a) Solos com predominância de grãos maiores do que 2 mm são classificados como pedregulhos;

   b) As areias são ásperas ao tato, apresentando partículas visíveis a olho nu (menores do que 2 mm e maiores do que 0,1 mm) permitindo muitas vezes o reconhecimento de minerais.

Figura 20. Teste visual e tátil

Fonte: Autores

2. Tato: Mistura-se uma pequena amostra de solo com água e esfrega-se uma porção na mão. Em seguida, esfregam-se as duas mãos, de forma a sentir a textura do solo.

   a) As areias são ásperas;

   b) O silte é menos áspero que areia, mas perceptível ao tato. Entre os siltes grossos e a areia fina, a distinção é muito difícil, sendo necessária a realização de outros testes;

c) *As argilas, quando misturadas com água e trabalhadas entre os dedos, apresentam uma semelhança com pasta de sabão escorregadia. Parecem um pó, quando secas, e os grãos proporcionam uma sensação no tato semelhante a farinha.*

Figura 21. Teste tátil

3. Sujar as mãos: Esfregar uma pequena quantidade de solo úmido na palma de uma das mãos. Colocar a mão embaixo de uma torneira aberta e observar a facilidade com que a palma da mão fica limpa.

   a) *O solo mais siltoso é limpo após bastante água escorrer pelas mãos, sendo necessária alguma fricção para uma limpeza total*

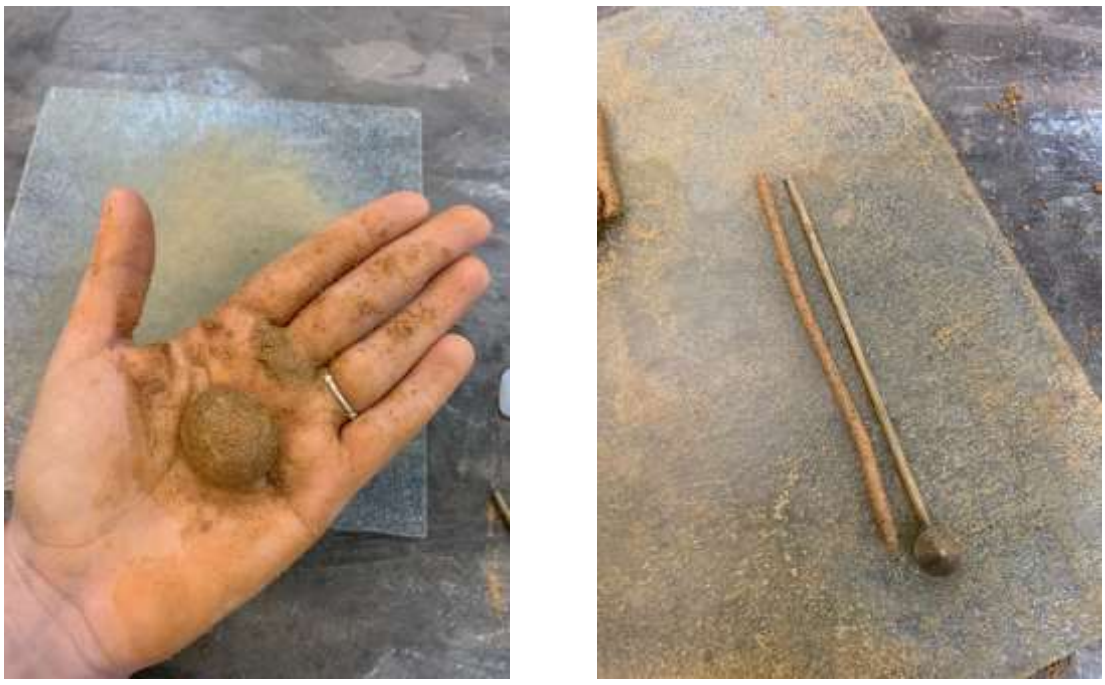
   b) *O solo mais arenoso desprende-se das mãos com muita facilidade e de maneira rápida*

*O solo mais argiloso mostra dificuldade de se desprender da palma das mãos, impregnando na pele, sendo necessária muita fricção para limpar a pasta pois os grãos são muito finos (Figura **22**)*

Figura 22. Teste de sujar as mãos em solos mais argilosos

4. Plasticidade: Moldar bolinhas ou cilindros de solo úmido em uma placa de vidro esmerilhada para verificar se sua moldagem ocorre facilmente (Figura **23**).
   a) *As argilas são moldáveis. A argila é mais plástica que o silte, ou seja, consegue sofrer maiores deformações sem ruptura.*
   b) *Enquanto as areias e siltes não são facilmente moldáveis.*

Figura 23. Teste de plasticidade



5. Resistência do solo seco: Deve-se umedecer a amostra e moldar uma pequena pelota irregular com dimensões na ordem de 2 cm, deixando secar ao ar (**Figura 24**).

   a) *Em argilas, a pelota se apresenta muito resistente, e quando quebrada se divide em pedaços bem distintos;*

   b) *Pelotas semelhantes de silte são menos resistentes e se pulverizam quando quebradas. Ou seja, o agregado pode apresentar grande, média ou nenhuma resistência quando se tenta desfazer entre os dedos. Isso indica grande coesão para solos argilosos, pouca coesão para siltosos e nenhuma coesão para solos arenosos.*

Figura 24. Teste da resistência do solo seco

Dispersão em água: Para esse teste o solo deve estar completamente desagregado, sendo destorroado utilizando um almofariz e mão de borracha. Após a preparação do solo, mistura-se uma porção da amostra seca com água em uma proveta, agitando-a e provocando uma dispersão homogênea do solo. (**Figura 25**)

   a) *As areias e siltosos depositam-se rapidamente;*

   b) *As argilas turvam a suspensão e demoram para sedimentar, podendo levar horas em suspensão.*

Figura 25. Teste de dispersão em água

6. Dilatância: Deve-se preparar uma amostra de solo com cerca de 15 mm de diâmetro e com teor de umidade que lhe garanta uma consistência mole. O solo deve ser colocado sobre a palma de uma das mãos e distribuído uniformemente sobre ela, de modo que não apareça uma lâmina d'água. O teste se inicia com um movimento horizontal da mão, batendo vigorosamente a sua lateral contra a lateral da outra mão, diversas vezes. Deve-se observar o aparecimento de uma lâmina d'água na superfície do solo e o tempo para a ocorrência. Em seguida, a palma da mão deve ser curvada, de forma a exercer uma leve compressão na amostra, observando-se o que poderá ocorrer à lâmina d'água, se existir, à superfície da amostra (**Figura 26**)

   a) *Se nesse movimento de vibração a amostra tornar-se úmida e brilhante pelo surgimento de água na superfície do solo e quando se abre a mão, após ser comprimida, apresenta-se quebradiça e ressecada, indicando facilidade de movimento de água através das partículas, a amostra é uma areia fina ou silte;*

   b) *Quando essa reação é lenta, tanto do aparecimento da superfície brilhante, como na fissuração reduzida, isso indica a presença de solos finos que possuem dificuldade de movimentação das partículas de água aderentes às partículas de solo.*

Figura 26. Teste da dilatância: Solos grossos e Argilosos

7. Desagregação do solo submerso: deve-se colocar um torrão dentro de um recipiente contendo água, é preciso tomar cuidado pois o nível da água não deve deixar o torrão totalmente submerso.

   a) *A desagregação é rápida quando se trata de solos siltosos, se for lenta evidencia um solo argiloso.*

Figura 27. Teste da desagregação do solo submerso

8. Consistência: utiliza-se o dedo polegar para penetrar no solo e os resultados devem ser comparados com o **Quadro 12**.

Quadro 12. Descrição da consistência

Características da penetração		Consistência
Penetra no solo	> 25 mm	Muito mole
	= 25 mm	Mole
Faz ranhura no solo = 6 mm		Média
Unha do polegar risca o solo		Rija
Não é riscado pela unha		Dura

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

9. O relatório de campo deve ser elaborado.

OBSERVAÇÃO:

Os testes descritos anteriormente são simples e eficazes, devendo ser feitos com critério. Como o solo é composto por silte, areia e argila, podendo ter presença de pedregulho, esses testes proporcionam uma classificação granulométrica simples da amostra. Há dificuldade em obter com poucos recursos uma granulometria precisa, mas a experiência e a prática são fundamentais para chegar à conclusão mais correta.

A classificação visual e táctil permite chegar às seguintes conclusões: Argila siltosa, onde há maior presença de grãos de argila e um menor de silte, ou silte areno-argiloso, onde a amostra possui um maior percentual de grãos de silte e um menor, em parte iguais de argila e areia.

A ABNT NBR 6484:2020 indica que a classificação deve ser exposta a partir da predominância, podendo ser usado os advérbios muito e pouco a partir da avaliação da fração. Além disso, restringe-se a classificação a no máximo três frações de solos, como classificar em argila silto-arenosa, admitindo a complementação quando houver presença de pedregulhos, cascalho, detritos ou matéria orgânica, concreções etc.

4. PROCEDIMENTO PARA A IDENTIFICAÇÃO DO SOLO DURANTE O TRABALHO DE CAMPO (SONDAGEM)

É necessário fazer uma identificação das amostras e traçar um perfil geológico-geotécnico da sondagem. As amostras devem ser analisadas tátil e visualmente para serem identificadas considerando algumas características, como granulometria, plasticidade, cor e origem. Nesse tipo de caracterização por se tratar de sondagem, são examinadas camadas mais profundas com solo no estado mais compacto.

Chegando a uma determinada profundidade as amostras precisam ser examinadas individualmente, e em seguida as amostras devem ser agrupadas por características semelhantes.

1. Primeiro passo é a identificação por granulometria que se separaram em dois grupos, solos grossos (areias e pedregulhos) e solos finos (argilas e siltes).
2. O ensaio de tato trata-se de friccionar a amostra nos dedos, isso permite distinguir os solos grossos, que são ásperos ao tato, e os solos finos (que são macios).
3. Na determinação visual é possível determinar o tamanho dos grãos, podendo individualizar grãos de tamanho superior a décimos de milímetros, denominando como visíveis a olho nu.
4. Solos com maior fração de grãos maiores que 2 mm são classificados como pedregulhos, e solos com grãos inferiores a 2 mm e superiores a 0,1 mm são classificados como areias.
    a) *As areias podem ser subdivididas em grossas (grãos de ordem de 1,0 mm), médias (grãos da ordem de 0,5 mm) e em finas (grãos da ordem de 0,1 mm). Permite-se associações das subdivisões quando a areia for bem graduada.*
5. Solos com partículas predominantes de diâmetro menor que 0,1 mm devem ser classificados como argilas e siltes.
6. As argilas se diferenciam dos siltes pela plasticidade, quando possuem umidade suficiente e pela resistência coesiva quando secas ao ar.
7. As classificações devem ser realizadas na ordem da fração de predominância, podendo ser utilizados advérbios muito e pouco. Na nomenclatura deve aparecer no máximo três frações de solo, admitindo complementação quando houver presença de pedregulho, cascalho, detritos ou matéria orgânica, concreções, etc.
8. Quando o exame tátil visual detectar presença acentuada de mica, deve ser adicionado o termo micácea na nomenclatura
9. Acompanhado a nomenclatura deve estar presente a indicação da cor, sendo permitido, no máximo, duas designações.
    a) *As amostras com presença de mais de duas designações devem ser denominadas variegadas.*
    b) *São aceitas as seguintes designações: branco, cinza, preto, marrom, amarelo, vermelho, roxo, azul e verde. Podendo utilizar designações complementares, claro e escuro.*

5. PRINCIPAIS SIMBOLOGIAS E TERMINOLOGIAS

5.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6502:1995 – Rochas e Solos – Terminologia
- ABNT NBR 13441:2021 - Rochas e Solos - Simbologia
- ABNT NBR 7250:1982 - Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos (norma cancelada)

5.2. TERMINOLOGIAS

A terminologia dos solos e rochas é uma parte importante da geologia e da engenharia geotécnica, através dela é possível definir termos principais referentes a materiais da crosta terrestre, rochas e solos, para aplicações nos campos de engenharia geotécnica de fundações e obras de terra.

A ABNT NBR 6502 apresenta a definição de diversos termos sobre rochas e solos, utilizadas para facilitar a comunicação entre geólogos, engenheiros geotécnicos e profissionais ligados aos estudos de solo e rocha, garantindo uma compreensão comum das características e propriedades desses materiais.

Apesar do cancelamento da ABNT NBR 7250, ela também inclui alguns termos técnicos frequentemente utilizados no campo de estudo dos solos, que servem como complemento para a norma ABNT NBR 6502.

É possível encontrar nas normas as definições de alguns termos referentes a solos, como granulometria, teor de umidade, porosidade, permeabilidade, compactação, entre outros. Além disso, apresenta alguns termos relacionados a rochas, como textura, dobra, dureza, fratura, entre outros.

Para um aprofundamento dos termos usados no estudo de rochas e solos, deve-se consultar as normas ABNT NBR 6502 e a ABNT NBR 7250.

5.3. SIMBOLOGIA

A simbologia dos solos e rochas, baseado na ABNT NBR 13441 utilizando os conceitos presentes na ABNT NBR 6502, é uma representação gráfica usada para descrever os tipos e características dos solos e rochas de maneira simples e eficaz. Os símbolos podem ser utilizados em mapas geotécnicos, estudos de engenharia e relatórios técnicos, que facilitam a visualização e compreensão das características geológicas e geotécnicas dos materiais.

a) Tensões e Deformações:

Quadro 13. Simbologia para Tensão e deformação

Símbolos	Parâmetro	Grandeza	Unidades
U	Poropressão, pressão neutra ou pressão intersticial	F/L^2	kPa
U_w	Poropressão na água	F/L^2	kPa
U_a	Poropressão no ar	F/L^2	kPa
σ	Tensão total normal	F/L^2	kPa
σ'	Tensão efetiva normal	F/L^2	kPa
τ	Tensão de cisalhamento	F/L^2	kPa
σ_1	Tensão principal maior	F/L^2	kPa
σ_2	Tensão principal intermediária	F/L^2	kPa
σ_3	Tensão principal menor	F/L^2	kPa
σ_{OCT}	Tensão octaédrica normal	F/L^2	kPa
τ_{OCT}	Tensão octaédrica cisalhante	F/L^2	kPa
ε	Deformação específica linear	-	%
ε_a	Deformação específica axial	-	%
ε_V	Deformação específica volumétrica	-	%
ε_l	Deformação específica lateral	-	%
γ	Deformação específica cisalhante	-	%
ε_1	Deformação principal maior	-	%
ε_2	Deformação principal intermediária	-	%
ε_3	Deformação principal menor	-	%
ν	Coeficiente de Poisson	-	-
E	Módulo de Deformação linear	F/L^2	kPa
G	Módulo de Deformação cisalhante	F/L^2	kPa
K	Módulo de compressibilidade	F/L^2	kPa
μ	Coeficiente de atrito	-	-
η	Coeficiente de viscosidade absoluta	$(F.T)/L^2$	kPa.s
K_0	Coeficiente de empuxo no repouso	-	-
K_a	Coeficiente de empuxo ativo	-	-
K_p	Coeficiente de empuxo passivo	-	-
δ	Ângulo de atrito solo-parâmetro	ângulo	0
a	Adesão solo-parâmetro	F/L^2	kPa
r_u	Coeficiente de Poropressão	-	-
RSA (OCR)	Razão de sobreadensamento	-	-

Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

b) Propriedades físicas do solo:

Quadro 14. Simbologia para propriedades físicas do solo

Símbolo	Parâmetro	Grandeza	Unidade
n	Porosidade	-	%
e	Índice de vazios	-	-
e_0	Índice de vazios inicial	-	-
W	Teor de umidade	-	%
S_R	Grau de saturação	-	%
G_s	Densidade relativa	-	-
ρ_w	Massa específica da água	M/L^3	kg/m^3 ou g/cm^3
γ_W	Peso específico da água	F/L^3	kN/m^3
ρ_d	Massa específica seca	M/L^3	kg/m^3 ou g/cm^3
γ_d	Peso específico seco	F/L^3	kN/m^3
ρ_s	Massa específica das partículas	M/L^3	kg/m^3 ou g/cm^3
γ_s	Peso específico das partículas	F/L^3	kN/m^3
ρ_{sat}	Massa específica saturada	M/L^3	kg/m^3 ou g/cm^3
γ_{sat}	Peso específico saturado	F/L^3	kN/m^3
ρ_{sub}	Massa específica submersa	M/L^3	kg/m^3 ou g/cm^3
γ_{sub}	Peso específico submerso	F/L^3	kN/m^3

Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

c) Consistência e compacidade:

Quadro 15. Simbologia para consistência e compacidade

Símbolo	Parâmetro	Grandeza	Unidades
CR	Compacidade relativa	-	%
LL ou w_L	Limite de liquidez	-	%
LP ou w_p	Limite de plasticidade	-	%
IP	Índice de plasticidade	-	%
IL	Índice de liquidez	-	%
IC	Índice de consistência	-	%
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo	-	-
e_{min}	Índice de vazios mínimo	-	-
CG	Grau de compactação	-	%

Fonte: ABNT NBR 13441 (1995)

d) Granulometria:

Quadro 16. Simbologia para granulometria

Símbolo	Parâmetro	Grandeza	Unidades
CU ou CNU	Coeficiente de uniformidade	-	-
CC	Coeficiente de curvatura	-	-
D_e *ou* D_{10}	Diâmetro efetivo	-	%

Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

e) Propriedades hidráulicas:

Quadro 17. Simbologia para propriedades hidráulicas

Símbolo	Parâmetro	Grandeza	Unidade
k_{20}	Coeficiente de permeabilidade à temperatura de 20 °C	L/T	cm/s ou m/s
Q	Vazão	L^3/T	m^3/s
v	Velocidade de descarga	L/T	m/s
i	Gradiente hidráulico	-	-

Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

f) Resistência ao cisalhamento:

Quadro 18. Simbologia para resistência ao cisalhamento

Símbolo	Parâmetro	Grandeza	Unidades
ϕ'	Ângulo de atrito efetivo interno	ângulo	0
c'	Intercepto de coesão efetiva	F/L^2	kPa
τ_{rup}	Resistência ao cisalhamento	F/L^2	kPa
τ_{res}	Resistência ao cisalhamento residual	F/L^2	kPa
c_{ap}	Intercepto de coesão aparente	F/L^2	kPa
ϕ_{ap}	Ângulo de atrito aparente interno	-	0
S_u	Resistência não drenada	F/L^2	kPa
ϕ_r	Ângulo de atrito interno residual	-	0
S	Sensibilidade	-	-
A	Atividade	-	-
q_u	Resistência à compressão não confinada	F/L^2	kPa

Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

g) Compressibilidade:

Quadro 19. Simbologia para compressibilidade

Símbolo	Parâmetro	Grandeza	Unidade
T_v	Fator tempo	-	-
H_d	Distância de drenagem	L	m
U	Porcentagem de adensamento	-	%
σ'_{pa}	Pressão de pré-adensamento	F/L^2	kPa
σ'_v	Tensão efetiva vertical de campo	F/L^2	kPa
a_v	Coeficiente de compressibilidade	$(F/L)^{-1}$	kPa^{-1}
m_v	Coeficiente de compressibilidade volumétrico	$(F/L)^{-1}$	kPa^{-1}
C_v	Coeficiente de adensamento	L^2/T	m^2/s
C_c	Índice de compressão	-	-
C_d	Índice de descompressão	-	-
C_r	Índice de recompressão	-	-
C_S	Índice de expansão	-	-
C_α	Coeficiente de compressão secundária ou adensamento secundário	-	-

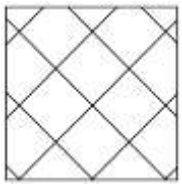
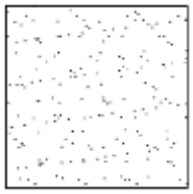
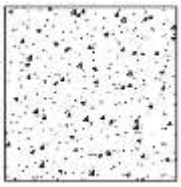
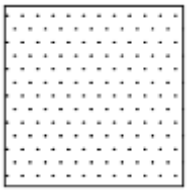
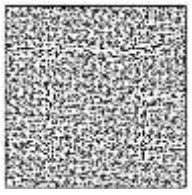
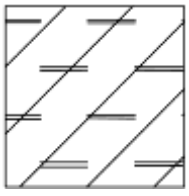
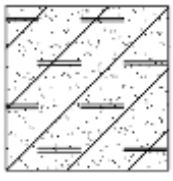
Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

5.4. SIMBOLOGIA DE TEXTURA PARA SEDIMENTOS E SOLOS

A simbologia da textura do solo é uma representação gráfica que descreve os sedimentos e solos. Essa representação é uma ferramenta frequentemente utilizada na geologia e engenharia geotécnica para facilitar a comunicação entre os profissionais da área.

Para solos com frações granulométricas diferentes, devem ser sobrepostas as simbologias de cada textura, destacando a presença de cada material. É importante evidenciar o material com maior fração presente na amostra.

Quadro 20. Convenção gráfica recomendada - Sedimentos e solos

Textura		Gênese	
	Argila		Solo residual (SR)
	Silte		Solo saprolítico (SS)
	Areia		Talude, Colúvio (Tá, Co)
	Pedregulho		Aluvião (Al)
	Matação e blocos		Solo alúvio, Coluvionar (Al, Co)
	Solo orgânico (S org)		Silte argiloso
	Areia silto argilosa		

Fonte: ABNT NBR 13441 (2021)

6. IDENTIFICAÇÃO PEDOLOGICA

A análise pedagógica é um estudo do perfil do solo em seu meio natural. Realizados por meio da inspeção de trincheiras, que descrevem completamente o solo estudado, considerando diversas características, como transição, profundidade e espessura dos horizontes e camadas, cor, texturas, raízes e classes de reação do solo.

O perfil do solo é uma seção vertical iniciando da superfície até o contato com o lítico ou rocha intemperizada, formado por uma série de camadas denominados horizontes pedogeneticos, que apresentam características morfológicas e atributos físicos, químicos e mineralógicos distintos para particulariza-las considerando critérios morfogenéticos. Os horizontes se formam a partir da alteração do material original, provocado pelo intemperismo, que gera as diferenças entre cada camada.

Separam-se horizontes, categorizados utilizando a variação de cor, textura, estrutura, cerosidade, consistência e transições. Identificando a partir da coleta de amostras de solo começando pelos horizontes ou camadas mais profundas, até os superficiais.

Quadro 21. Tipos de horizontes

Horizonte	Definição
Hístico	Caracterizado pela coloração preta, cinza muito escura ou brunada, e é resultado da acumulação de matéria orgânica, como resíduos vegetais em diferentes graus de decomposição. Mesmo após perturbações superficiais no solo, como aração, os teores de carbono orgânico permanecem elevados.
A chernozêmico	Horizonte superficial mineral, espesso,com cor escura, delta saturação por bases, com estrutura desenvolvida de agregação e grau de desenvolvimento moderado ou forte.
A húmico	Com valor e croma da cor do solo úmido iguais ou inferiores a 4, saturação por bases (valor V) inferior a 65%, espessura mínima (semelhante à do horizonte A chernozêmico) e conteúdo de carbono orgânico dentro de limites específicos.
A proeminente	Características semelhantes ao A chernozêmico referentes a cor, teor de carbono orgânico,estrutura e espessura, divergindo na saturação por bases inferior a 65%. Difere do A húmico pelo teor de carbono orgânico com espessura e teor de argila.
A antrópico	Formado ou modificado pelo homem devido ao uso prolongado, como lugar de residência cultivo, descarte, possível presença de material orgânico e mineral. Além da presença de atividade humana, deve ter espessura maior ou igual a 20cm e conteúdo P extraível.
A fraco	Horizonte mineral superficial, fracamente desenvolvido, por conta do baixo teor de colóides minerais ou orgânicos, devido às condições externas de clima e vegetação. Cor valor maior ou igual a 4, quando úmido, e maior ou igual a seis quando seco. Possui estruturas em grãos simples, maciça ou grau fraco de desenvolvimento, e espessura menor que cinco centímetros.
A moderado	Difere dos horizontes A chernozêmico, proeminente e húmico pela espessura e/ou cor e do A fraco pelo conteúdo de carbono orgânico e a estrutura, nem possui características que classifiquem como horizonte hístico ou A antrópico.
B textural	Caracterizado pela presença de argila iluvial (argila que se moveu de camadas superiores para a camada B) em solos com textura francoarenosa ou mais fina. Para ser classificado como B textural, este horizonte deve ter espessura mínima que varia dependendo das características do solo, presença de lamelas de argila no horizonte, incremento de argila em relação ao horizonte A, satisfação de requisitos adicionais, como a presença de horizonte E acima do B ou mudanças texturais abruptas.
B latossólico	Horizonte mineral subsuperficial com elementos que destacam avançado estádio de intemperização explícito. Constituído por quantidades variadas de óxido de ferro e alumínio, argilominerais, quartzo e outros minerais resistentes ao intemperismo. Com cerosidade pouca ou fraca, podendo conter mais argila do que o horizonte acima.

Quadro 22. Tipos de horizontes (continuação)

Horizonte	Definição
B incipiente	caracterizado por ter sofrido alterações físicas e químicas em grau não muito avançado, o que resulta no desenvolvimento de cores ou unidades estruturais. Deve ter pelo menos 10 cm de espessura e não deve consistir em estrutura da rocha original em mais da metade do seu volume. Cores brunadas, amareladas ou avermelhadas, textura francoarenosa ou mais fina, desenvolvimento de unidades estruturais no solo e ausência da estrutura da rocha original. Capacidade de troca de cátions, teor de minerais primários alteráveis, relação molecular SiO2/Al2O3, entre outros, que podem ser usados para identificar o B incipiente. Pode apresentar características morfológicas semelhantes a um horizonte B latossólico, mas com distinções específicas.
B nítico	Caracterizado por ser não hidromórfico, possui textura argilosa ou muito argilosa, ter uma estrutura em blocos subangulares ou angulares, e apresentar cerosidade em quantidade e grau de desenvolvimento mínimo comum e moderado. Além disso, deve ter uma espessura de pelo menos 30 cm (ou 15 cm se houver contato lítico nos primeiros 50 cm a partir da superfície), e a argila presente pode ter atividade baixa ou alta quando conjugada com características alumínicas. Também são admitidas variações de estrutura, consistência e cerosidade para horizontes B níticos com caráter retrátil
B espódico	Caracterizado pela acumulação iluvial de matéria orgânica humificada combinada com alumínio, podendo ou não conter ferro. O alumínio é essencial à formação do horizonte B espódico. Pode ser encontrado na superfície se o solo foi perturbado ou misturado pelo uso agrícola. Ele não apresenta uma estrutura definida e pode exibir diferentes tipos de estrutura, como grãos simples ou maciços. O horizonte também pode incluir partículas de areia e silte revestidas com uma película de material iluvial.
B plânico	É um tipo especial de horizonte B textural. Caracterizado por uma mudança textural abrupta ou transição abrupta em relação ao horizonte imediatamente acima (A ou E). Apresenta uma estrutura prismática, colunar ou em blocos grandes ou médios, e às vezes uma estrutura maciça. Tem baixa permeabilidade e cores acinzentadas ou escurecidas, podendo incluir cores neutras de redução com ou sem mosqueados. Podendo ter matizes amarelos ou vermelhos com cromas baixas. Este horizonte é adensado e possui altos teores de argila dispersa em água, o que pode levar à formação de lençóis d'água suspensos temporários.
E álbico	Deve ter no mínimo 1,0 cm de espessura e suas cores devem atender a critérios específicos, como valores de cor no solo úmido e seco e croma no solo úmido. Geralmente encontrado acima de outros horizontes, como B espódico, B textural, B plânico, horizonte plíntico, horizonte glei, fragipã ou uma camada impermeável que restrinja a percolação da água. Às vezes, pode estar na superfície devido ao truncamento do solo. A presença do E álbico indica um estágio avançado de remoção de materiais no solo.
Plíntico	Se caracteriza por ter uma quantidade igual ou superior a 15% de plintita (material que forma nódulos ou concreções) por volume e uma espessura de pelo menos 15 cm. Apresenta um arranjo de cores vermelhas, acinzentadas ou brancas, formando um padrão reticulado, poligonal ou laminar. Geralmente, suas cores são variadas, com predominância de tons avermelhados, bruno-amarelados, amarelo-brunados, acinzentados e esbranquiçados, muitas vezes com mosqueados de cores vermelhas e amareladas. A textura é francoarenosa ou mais fina, e a estrutura pode variar, sendo maciça ou em forma de blocos.
Concrecionário	É uma camada do solo composta principalmente por nódulos ou concreções de ferro ou ferro e alumínio, em uma matriz terrosa de textura variada ou matriz de material mais grosseiro. Para ser considerado diagnóstico, ele deve ter pelo menos 30 cm de espessura. Quando um mesmo horizonte atende aos critérios para ser um horizonte concrecionário e também outros tipos de horizontes, a classificação de horizonte concrecionário tem precedência taxonômica sobre os outros tipos identificados.
Litoplíntico	É uma camada do solo composta por petroplintita (material rochoso) contínua ou quase contínua, com blocos de petroplintita com tamanho mínimo de 20 cm, separados por poucas fendas, e uma espessura de 10 cm ou mais. Esse horizonte representa um sério impedimento à penetração das raízes e ao fluxo livre da água no solo, e difere de um horizonte B espódico cimentado (ortstein) por conter pouca ou nenhuma matéria orgânica.
Glei	É uma camada mineral do solo com pelo menos 15 cm de espessura, que sofre redução de ferro devido à água estagnada, geralmente sob influência do lençol freático, tornando-se de cores neutras ou próximas de neutras, com ou sem mosqueados de cores mais vivas. Esse horizonte pode estar presente em várias partes do perfil do solo (C, B, E ou A) e é caracterizado pela influência da água estagnada e da redução, com a possibilidade de segregação de ferro e a formação de mosqueados pretos ou avermelhados. Pode ou não coincidir com um aumento no teor de argila no solo, mas é identificado pela presença de cores neutras, azuladas, esverdeadas ou de croma 3 ou menos, que variam com a secagem. Quando presente em conjunto com outros horizontes diagnósticos, o horizonte glei tem precedência taxonômica.

Quadro 23. Tipos de horizontes (continuação)

Horizonte	Definição
Cálcico	É uma camada do solo que contém uma acumulação significativa de carbonato de cálcio, normalmente no horizonte C, mas também pode ocorrer nos horizontes B ou A. Para ser considerado horizonte cálcico, ele deve ter uma espessura de pelo menos 15cm, ser enriquecido com carbonato de cálcio secundário e conter 150 g/kg ou mais de carbonato de cálcio equivalente, com pelo menos 50 g/kg a mais do que o horizonte ou camada subjacente. Se o carbonato secundário estiver presente na forma de cascalhos, concreções ou na forma pulverulenta, esse requisito é expresso em volume. A presença de carbonatos não precisa diminuir em profundidade se o horizonte cálcico estiver sobre materiais altamente calcíticos, como mármore ou marga.
Petrocálcico	É uma camada contínua e endurecida no solo, resultante da consolidação e cimentação de um horizonte cálcico por carbonato de cálcio ou, em alguns casos, por carbonato de magnésio, com a possível presença de sílica. Esse horizonte é caracterizado por sua dureza extrema quando seco, impedindo a penetração de ferramentas ou raízes. Geralmente, possui uma espessura mínima de mais de 10 cm, exceto quando ocorre sobre rocha consolidada, onde uma espessura de 1,0 cm ou mais é considerada um horizonte petrocálcico. Essa camada é formada à medida que os carbonatos se acumulam e cimentam o horizonte cálcico ao longo do tempo, indicando um estágio mais avançado do processo de calcificação no solo.
Sulfúrico	É uma camada no solo com 15 cm ou mais de espessura e um pH de 3,5 ou menos, indicando alta acidez devido à presença de ácido sulfúrico. Esse horizonte pode apresentar uma ou mais das seguintes características: concentração de jarosita, materiais sulfídricos imediatamente abaixo dele ou 0,05% ou mais de sulfato solúvel em água. A formação desse horizonte ocorre devido à oxidação de materiais ricos em sulfetos, geralmente como resultado da drenagem, podendo ser tóxico para a maioria das plantas. Também pode se formar em áreas onde materiais sulfídricos são expostos devido à mineração, construção de estradas ou outras atividades de movimentação de terra.
Vértico	É uma camada subsuperficial do solo que apresenta características pedológicas típicas, como superfícies de fricção, unidades estruturais inclinadas ou fendas em períodos mais secos, devido à expansão e contração das argilas. Sua textura varia de argilosa a muito argilosa, sendo muito duro quando seco e muito plástico e pegajoso quando molhado. Possui cores escuras, acinzentadas, amareladas ou avermelhadas e deve ter no mínimo 20 cm de espessura. Em áreas irrigadas ou mal drenadas, deve ter um coeficiente de expansão linear (COLE) de 0,06 ou mais, ou uma expansibilidade linear de 6 cm ou mais. O horizonte vértico tem precedência diagnóstica sobre outros horizontes como B incipiente, B nítico e glei.
Fragipã	É um horizonte mineral subsuperficial que se torna endurecido quando está seco, comumente encontrado em 50% ou mais do volume de outro horizonte, geralmente de textura média. Ele possui baixo teor de matéria orgânica, alta densidade em relação aos horizontes superiores e torna-se aparentemente cimentado quando seco, sendo muito duro, duro ou extremamente duro. Quando úmido, tem quebradiço de fraco a moderado, e seus elementos podem se romper subitamente sob pressão. É geralmente mosqueado e tem baixa permeabilidade à água, dificultando a penetração de raízes e água no horizonte onde ocorre.
Duripã	é um horizonte mineral subsuperficial cimentado, presente em pelo menos 50% do volume de outro horizonte, geralmente por sílica, mas também pode conter óxido de ferro e carbonato de cálcio. Quando úmido, ele apresenta uma consistência muito firme ou extremamente firme e é sempre quebradiço, mesmo após um longo período de umedecimento. Esse horizonte é caracterizado por sua resistência à desintegração, presença de revestimentos de sílica insolúveis em ácido, e sua cimentação não é destruída por ácido, mas pode ser dissolvida por solução concentrada e aquecida de KOH. Raízes e água têm dificuldade em penetrar na parte cimentada, a menos que haja fraturas verticais espaçadas de 10 cm ou mais.

Fonte: Adaptado Embrapa (2018)

7. IDENTIFICAÇÃO DO SOLO EMBRAPA

Segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, a classificação do solo é obtida a partir da avaliação dos dados morfológicos, físicos, químicos e mineralógicos do perfil que o representa. Aspectos ambientais do local do perfil, tais como clima, vegetação, relevo, material originário, condições hídricas, características externas ao solo e relações solo-paisagem, são também utilizadas.

A classificação é definida em 6 níveis categóricos, denominados de ordens, subordens, grandes grupos, subgrupos, famílias e séries, entretanto o 6º nível ainda precisa de definições de conceitos.

As diferentes classes no 1º nível categórico são separadas observando os horizontes diagnósticos ou propriedades que permitem a sua identificação, sendo diferenciados pelo tipo e grau de desenvolvimento dos processos presentes na formação do solo. Definidos como argissolos, cambissolos, chernossolos, espodossolos, gleissolos, latossolos, luvissolos, neossolos, nitossolos, organossolos, planossolos, plintossolos e vertissolos. Em seguida, serão apresentadas definições de segundo e terceiro nível nos fluxogramas abaixo adaptados da Embrapa (2018).

Figura 28. Níveis categóricos dos argissolos

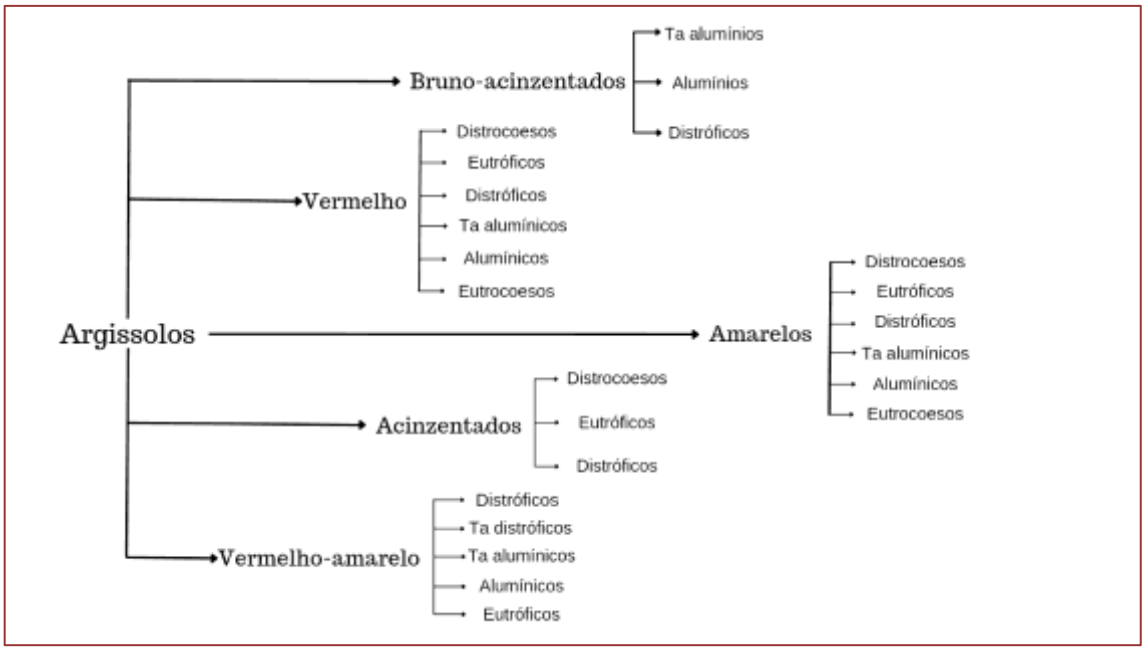


Figura 29. Níveis categóricos dos cambissolos

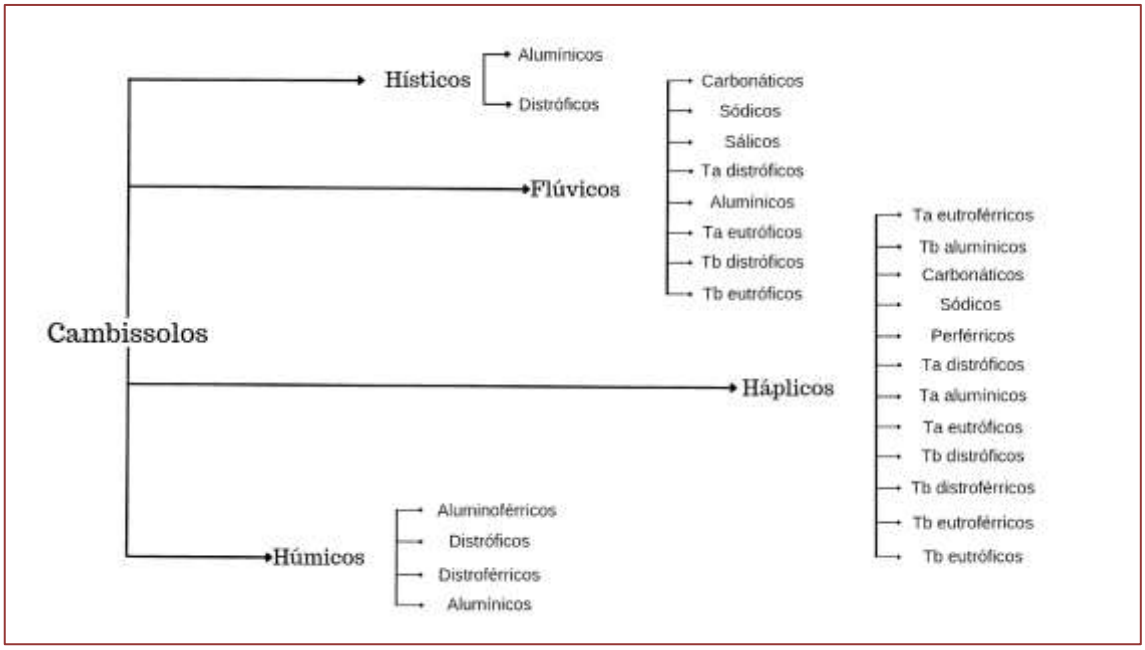


Figura 30. Níveis categóricos dos chernossolos

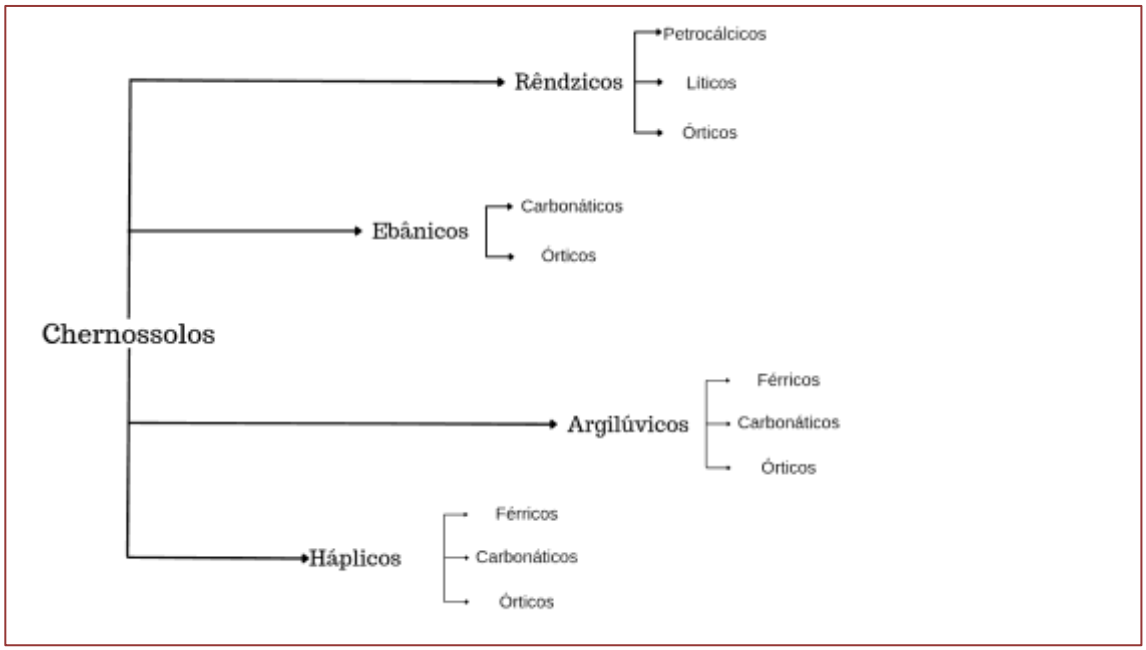


Figura 31. Níveis categóricos dos espodossolos

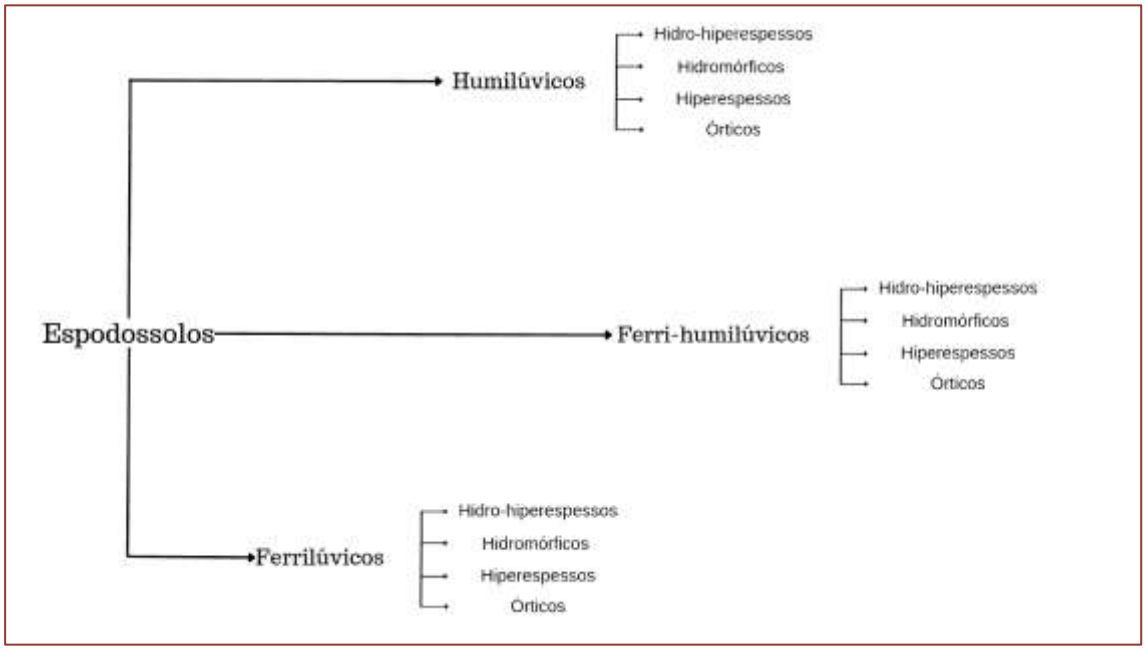


Figura 32. Níveis categóricos dos gleissolos

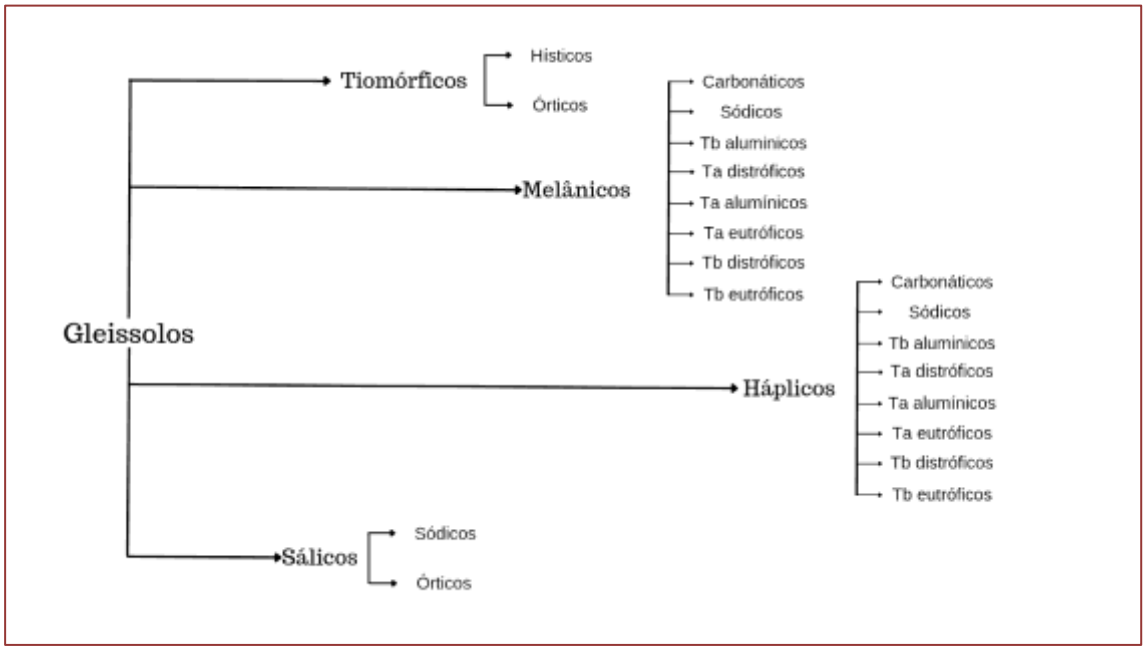


Figura 33. Níveis categóricos dos latossolos

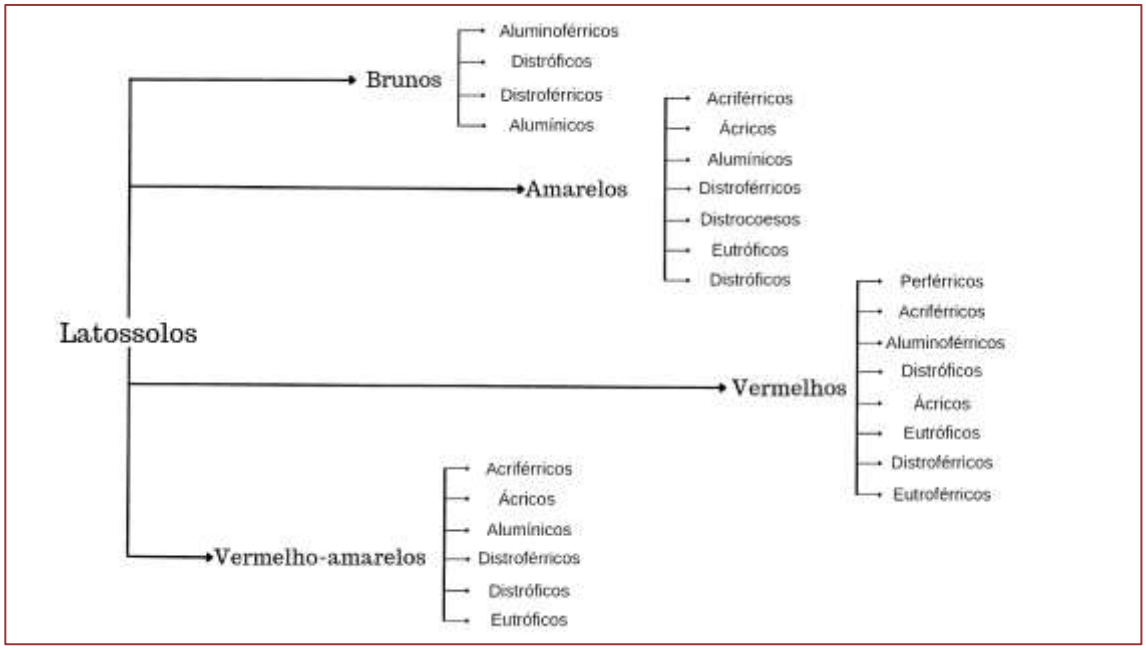


Figura 34. Níveis categóricos dos luvissolos

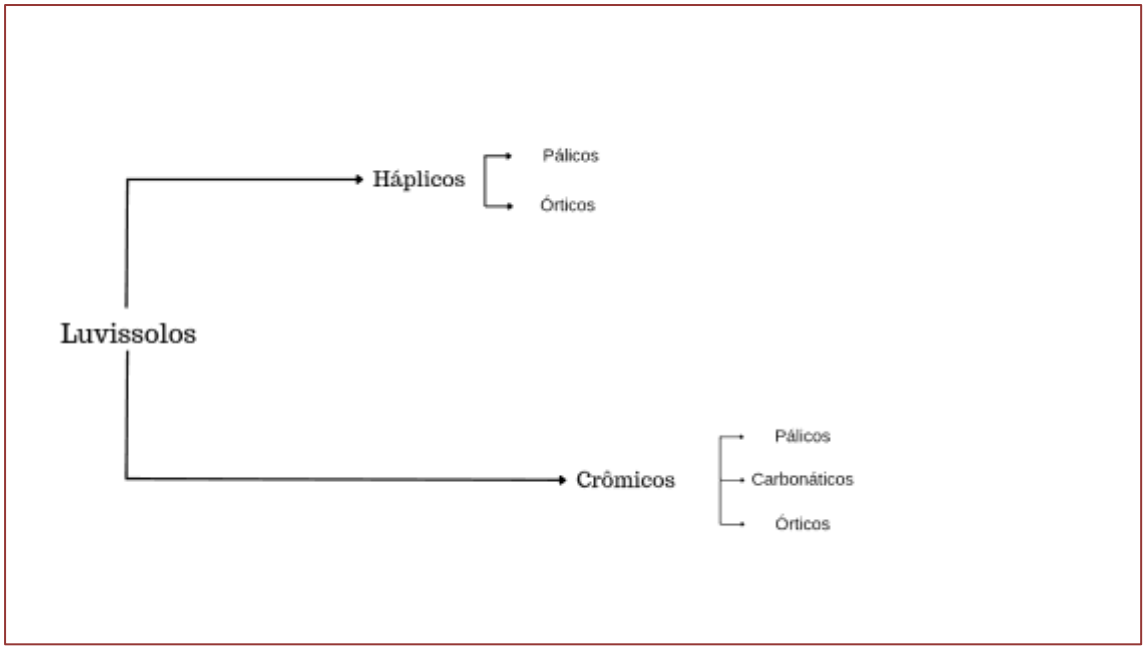


Figura 35. Níveis categóricos dos neossolos

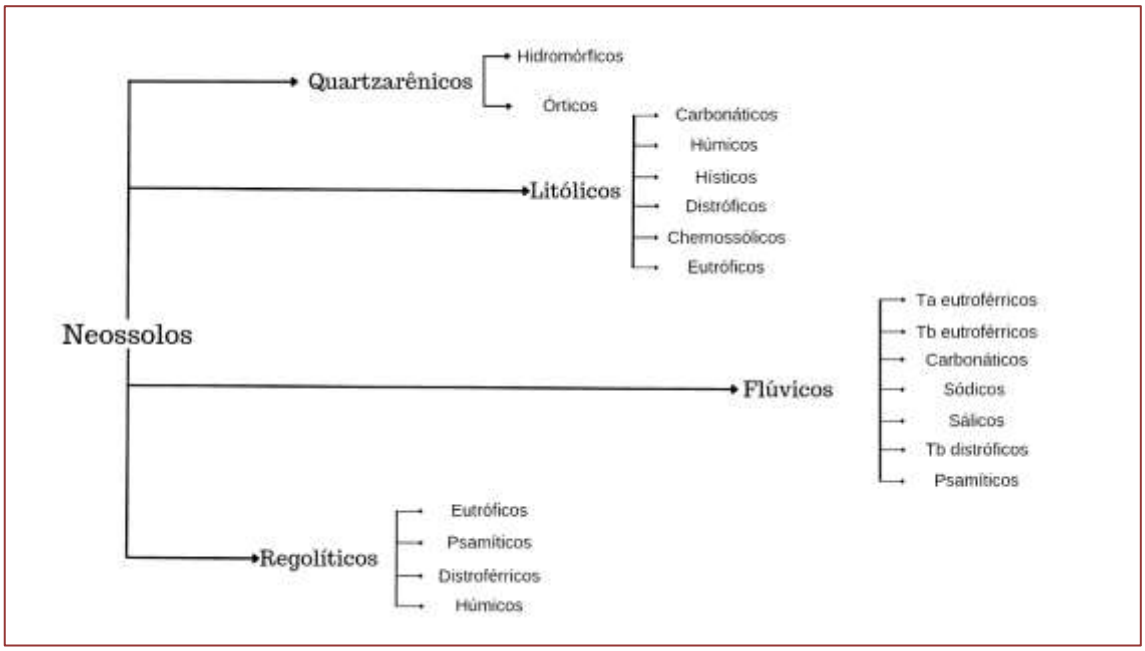


Figura 36. Níveis categóricos dos nitossolos

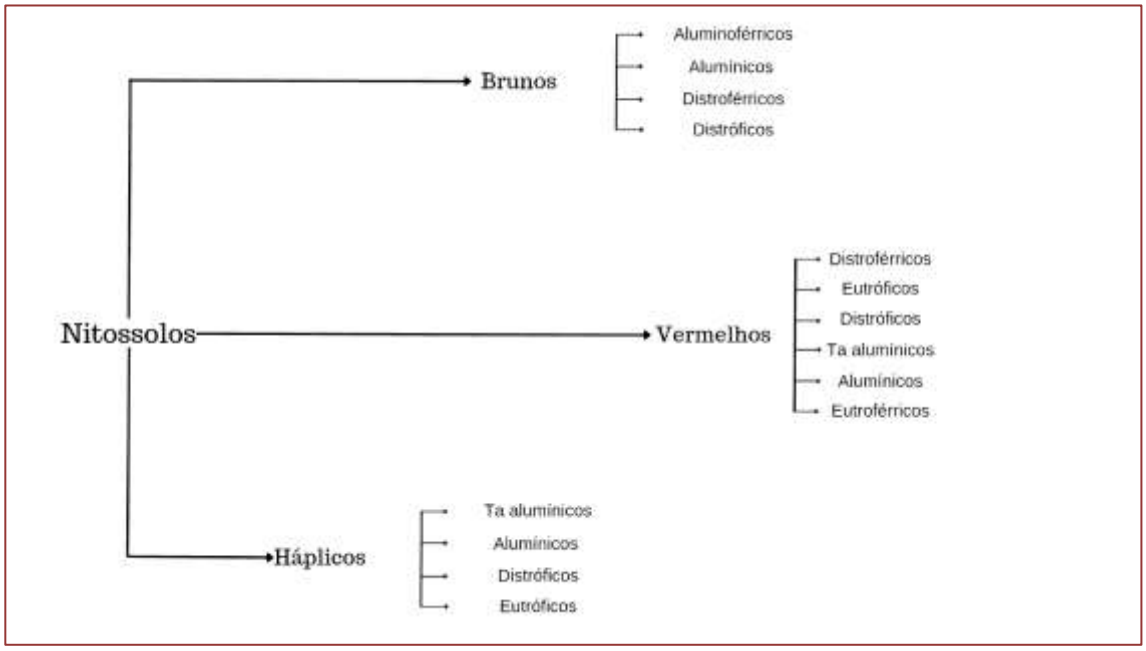


Figura 37. Níveis categóricos dos organossolos

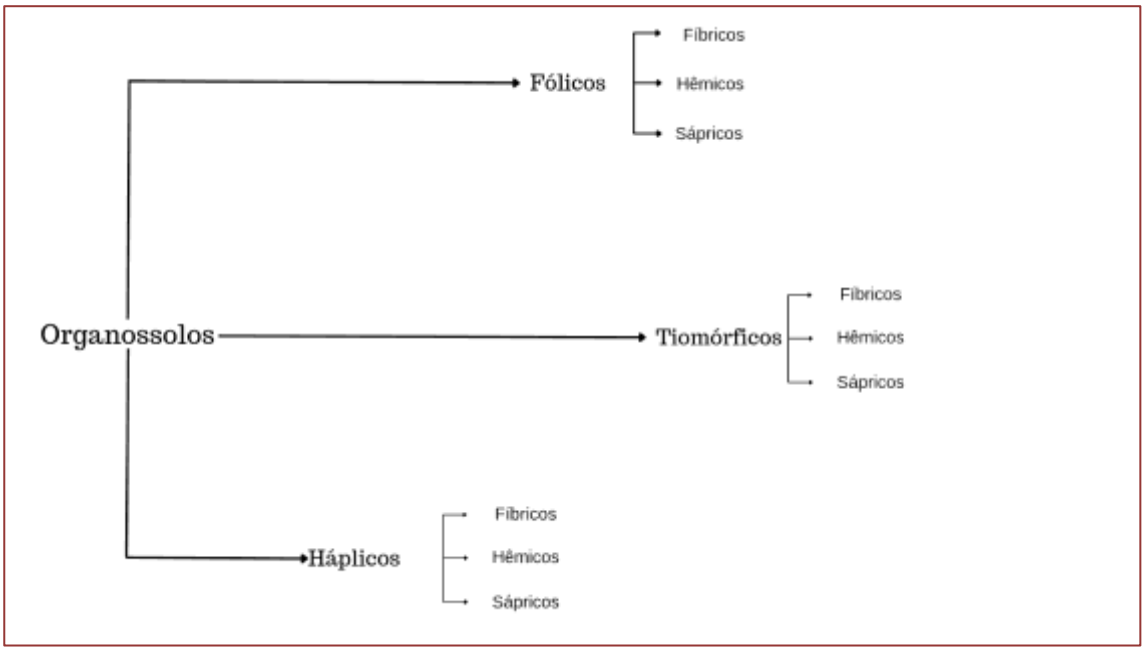


Figura 38. Níveis categóricos dos planossolos

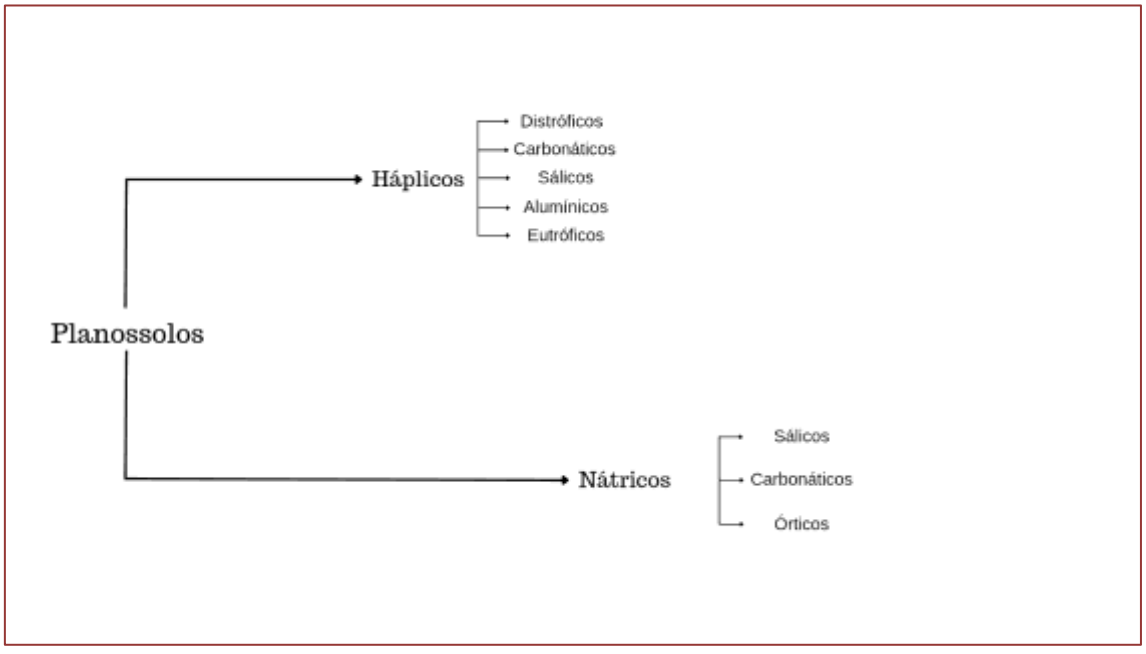


Figura 39. Níveis categóricos dos plintossolos

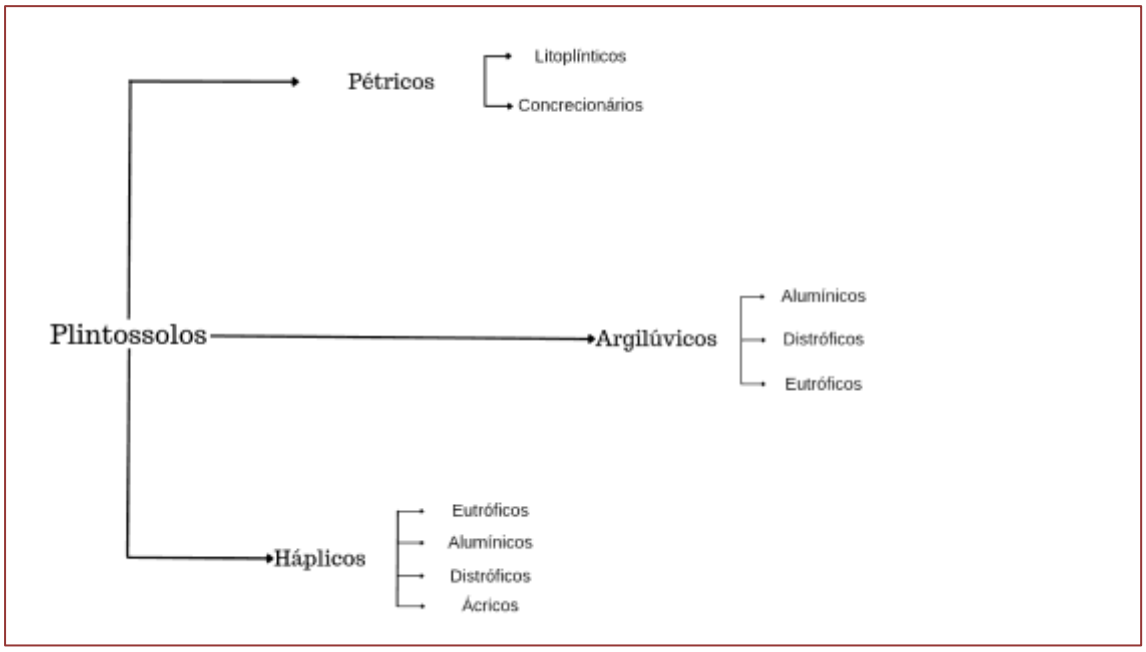
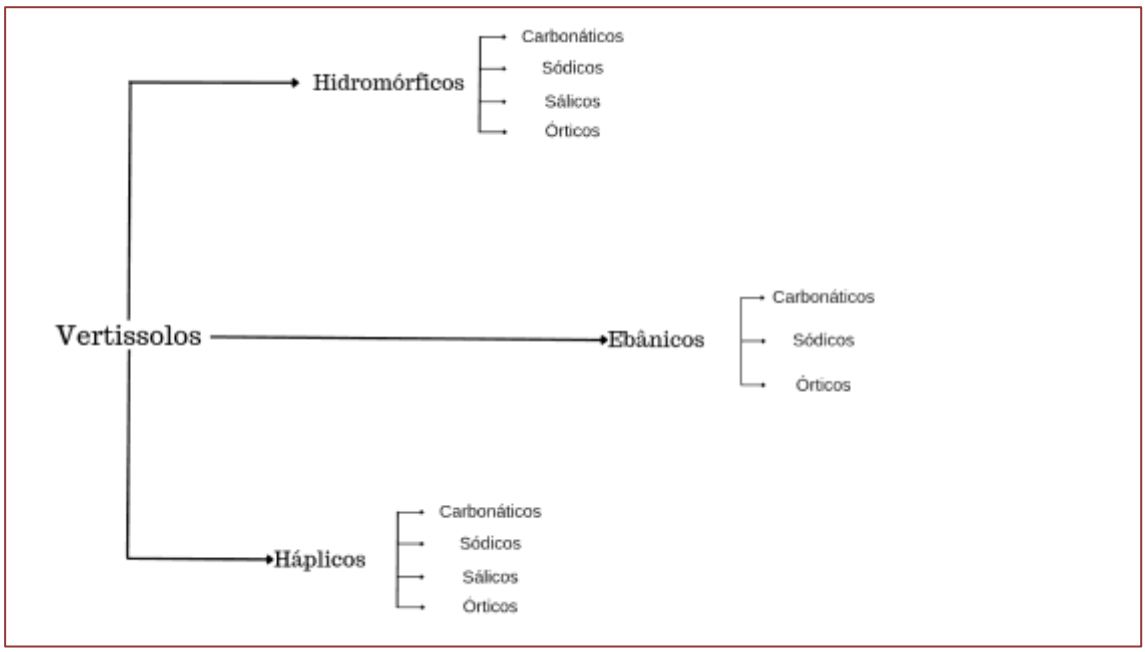


Figura 40. Níveis categóricos dos vertissolos



A Figura 41 apresenta um solo Argissolo vermelho-amarelo distrófico arênico, segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de solos (SiBCS), trata-se de um solo com textura arenosa desde a superfície variando entre 50 e 100 cm de profundidade.

Figura 41. Argissolo vermelho-amarelo distrófico arênico

Fonte: PRONASOLOS PARANÁ

OBSERVAÇÃO:

Para uma classificação detalhada e estudo dos conceitos recomenda-se a consulta do livro Sistema Brasileiro de Classificação de Solos da Embrapa.

8. DIAGRAMA DE MUNSELL

A cor desempenha um papel importante na classificação do solo, pois fornece informações importantes sobre suas características e composição. A determinação da cor do solo pode ser realizada de maneira prática e econômica no campo, através de uma avaliação visual de uma amostra de solo seco ou úmido, comparando-a com os padrões presentes nas Cartas de Cor de Munsell. No entanto, por se tratar de uma avaliação visual, é possível existir erros de interpretação.

O sistema de cores desenvolvido pelo professor Albert Henry Munsell no século XX é categorizado em três dimensões: matiz, valor e croma.

1. Matiz: Refere-se à cor propriamente dita e está relacionado ao comprimento de onda da luz refletida pela amostra de solo. O sistema Munsell divide o matiz em cinco cores principais: vermelho, amarelo, verde, azul e roxo, com cinco cores intermediárias, amarelo-vermelho, verde-amarelo, azul-verde, roxo-azul e vermelho-roxo. A Carta de Munsell apresenta 13 matrizes com incrementos de 2,5 unidades.
2. Valor: Indica a luminosidade da cor e representa a quantidade de preto e branco na amostra de solo. Ele varia de 0 (preto absoluto) a 10 (branco absoluto), refletindo o quão claro ou escuro é o solo.
3. Croma: Refere-se à pureza da cor, ou seja, o grau de saturação.
4. Indica a presença de tons cinzas na amostra de solo. O croma varia de 0 (cores mais neutras, com alta presença de cinza) a 10 (cores mais vivas e saturadas).

Para facilitar a avaliação visual da cor do solo em campo, o manual de cores Munsell é organizado em páginas, cada uma representando uma tonalidade específica. Cada página contém padrões de cores com uma abertura abaixo de cada cor. Isso permite que uma amostra de solo (seca ou úmida) seja colocada abaixo da abertura, facilitando a comparação visual com os padrões de cores disponíveis.

Figura 42. Cartas de Munsell

Fonte: PORTALFRUTICOLA (2016)

A **Figura 43** representa uma das cartas de Munsell, para classificar um tipo de solo a matriz é representada na parte superior da página, na parte vertical representa o valor e na horizontal a croma. No exemplo abaixo é possível verificar que a cor circulada possui matriz 7.5YR, valor 6 e croma 4, obtendo como resultado para o solo 7.5YR 6/4.

Figura 43. Carta de Munsell e solo classificado

Fonte: Researchgate, USDA-ARS

O uso do sistema de cores Munsell é uma ferramenta comum em geologia, agronomia, geotecnia, geografia, e até na determinação de cores de plantas e rochas, pois fornece uma maneira padronizada e eficaz de descrever e classificar.

OBSERVAÇÃO:

É possível haver discrepâncias com o uso da tabela de Munsell em campo, por isso recomenda-se anotar a comparação tanto do solo seco quanto do solo úmido, e deve ser determinado em local com boa iluminação. Além disso, para uma maior confiabilidade, é possível medir a cor em laboratório por meio de espectrofotometria de reflectância difusa.

9. NOTAS SOBRE MINERALOGIA DO SOLO

A fase sólida dos solos inclui frações mineral e orgânica, com a fração mineral dividida em lotes de diferentes tamanhos que variam em mineralogia e comportamento químico. Possuir essas informações é crucial para tomar decisões precisas sobre o uso do solo. A mineralogia do solo é fundamental no estudo do solo, pois trata-se de uma ciência que estuda diversos aspectos dos minerais, como suas propriedades físicas, composição química, estrutura cristalina, ocorrência na natureza e origens relacionadas às condições físicas e químicas de formação.

A mineralogia desempenha um papel crucial tanto na economia quanto na indústria. Ela permite a identificação de locais ricos em matéria-prima e avaliar seu valor no mercado, facilitando decisões estratégicas para empresas mineradoras e outras

indústrias dependentes de recursos naturais. Tornando possível o estudo da melhor maneira para a extração dos minerais do solo sem danificá-los.

Segundo Batista (2021) os minerais são substâncias sólidas homogêneas e geralmente de origem inorgânica, formadas por um ou mais elementos químicos, comumente encontrados na natureza. Esses minerais desempenham um papel fundamental na formação das rochas e, por conseguinte, são os constituintes sólidos predominantes na camada superficial do Planeta Terra. É interessante observar que a composição química dos minerais reflete a distribuição geral dos elementos químicos na crosta terrestre, sendo o oxigênio, o silício e o alumínio os elementos mais abundantes. Portanto, não surpreende que os minerais mais comuns em rochas e solos pertençam ao grupo dos silicatos.

Os minerais dos solos se dividem em dois grupos: primários e secundários. Os minerais primários são aqueles herdados do material original e, em grande parte, mantém sua composição praticamente inalterada. A presença desses minerais primários no solo desempenha um papel fundamental na avaliação do estágio de desenvolvimento do solo e na determinação de sua reserva mineral. Os minerais secundários são resultantes do intemperismo dos minerais primários, geralmente apresentando dimensões menores e adaptando-se às novas condições de equilíbrio.

A relação entre mineralogia do solo e engenharia civil é crucial para o sucesso de projetos de construção e infraestrutura. A mineralogia do solo fornece informações essenciais sobre a composição mineral e as propriedades geotécnicas do solo em uma determinada área. Engenheiros civis utilizam esses dados para projetar fundações, estradas, pontes, barragens e outras estruturas, garantindo que sejam seguras e duráveis.

Ao compreender a mineralogia do solo, os engenheiros podem avaliar a capacidade de carga do solo, sua compressibilidade, expansividade e resistência ao cisalhamento. Isso é vital para evitar problemas como afundamentos, instabilidade de taludes e ruptura de estruturas durante eventos sísmicos.

9.1. SOLOS EXPANSIVOS E SOLOS COLAPSÍVEIS

A expansividade do solo se manifesta através da pressão de expansão e das mudanças em seu volume. Quando estruturas são construídas sobre solos expansivos, elas ficam suscetíveis a uma série de problemas resultantes da pressão de expansão durante a absorção de água, bem como das variações volumétricas que podem levantar ou deslocar as estruturas. Esses solos, ao absorver água, expandem-se e, ao secar, contraem-se. As flutuações na umidade causam fadiga no solo, tornando-o erodível, o que pode levar ao fenômeno do empastilhamento.

Segundo Gomes (2022 apud Kulanthaivel et al, 2020) solos expansivos são considerados de difícil utilização, pois não atendem aos requisitos de projetos, por apresentar variações volumétricas quando submetidos a uma alteração de umidade, ocasionando em diversas patologias através de deformações diferenciais nas obras de engenharia.

A presença de argilominerais, especialmente argilas expansivas, pode acarretar diversos problemas na construção civil. Estes incluem expansão e contração do solo, instabilidade das fundações, patologias nas estruturas e dificuldades em estruturas de contenção. Entre os exemplos de argilas expansivas estão a montmorilonita, caulinita, ilita

e vermiculita. Vale destacar a montmorilonita, pertencente ao grupo das esmectitas, que se distingue por sua expansibilidade intracristalina devido à penetração de água e líquidos orgânicos entre suas camadas. Este problema demanda uma abordagem cuidadosa na engenharia civil para garantir a estabilidade e segurança das construções.

O colapso do solo caracteriza-se pela redução imediata de vazios devido ao aumento da umidade, com ou sem aplicação de sobrecarga. As características de solos colapsíveis dependem da sua estrutura, onde o aumento da umidade nesse tipo de solo ocasiona na diminuição da resistência interpartículas e o rearranjo estrutural provocando uma brusca redução de volume.

Segundo Almeida (2022), os solos colapsíveis caracterizam-se pelo alto índice de vazios, possuem uma estrutura macroporosa e um baixo grau de saturação, além disso são compostos por grãos de areia e silte.

Segundo Silveira e Reis (2021), os critérios de investigação do solo podem ser divididos em três grupos, o primeiro é através de ensaio de caracterização do solo (índices físicos, índices de consistência, granulometria e aspectos de compactação), o segundo utiliza ensaios edométricos (índices de colapsividade, etc.), e o último através de ensaio de campo (SPT, etc.).

Esses solos são encontrados em diversas situações genéticas, como depósitos eólicos, aluvionares, coluvionares, solos residuais, materiais de escoamento e até aterros compactados. Apesar de ser predominante em regiões quentes, esse tipo de solo pode ser identificado em diversos locais, independentes das condições climáticas.

Figura 44. Locais de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil - Modificado de Rodrigues & Lollo (2008).

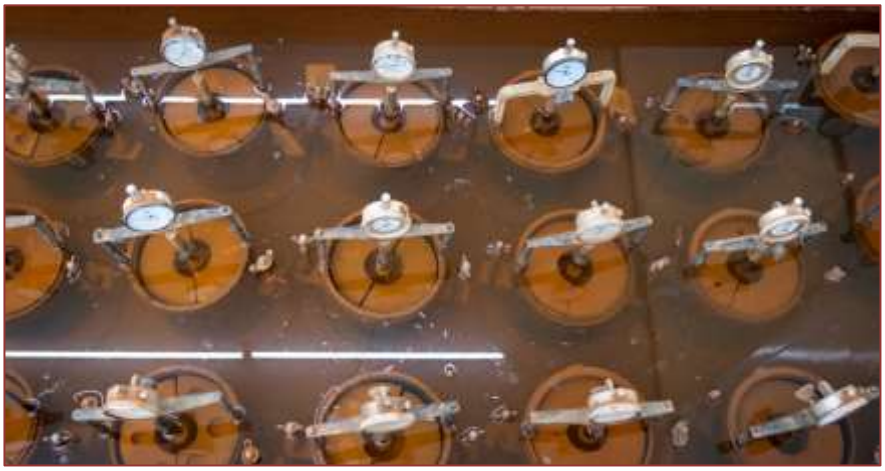
Fonte: Silveira e Reis (2021)

É possível listar diversos problemas relacionados ao uso e ocupação de terrenos com solos colapsíveis, como recalques de terrenos e fundações, tendo como consequência a danificação de edificações, de obras de infraestrutura e de leitos viários. Entretanto, Anwer e Sarbast (2019) afirmam se tratar de um solo pesado e cheio de nutrientes, podendo ser base de edifícios, necessitando considerar aspectos importantes como densidade, proporção de água sob o solo e medição da proporção da pressão.

9.2. ENSAIOS LABORATORIAIS

O ensaio de CBR oferece a vantagem de calcular o índice de expansibilidade do solo. Durante uma fase do ensaio, o solo é imerso em água, permitindo uma análise da expansão da amostra testada. Esse procedimento proporciona a obtenção de um parâmetro crucial, diretamente relacionado à durabilidade do solo. Para realizar essa análise, o conjunto preparado para o ensaio é submerso em água durante, no mínimo, 4 dias, com leituras do extensômetro sendo realizadas a cada 24 horas.

Figura 45. Imersão dos corpos de prova



Fonte: SUPORTE

9.3. CARBONATOS

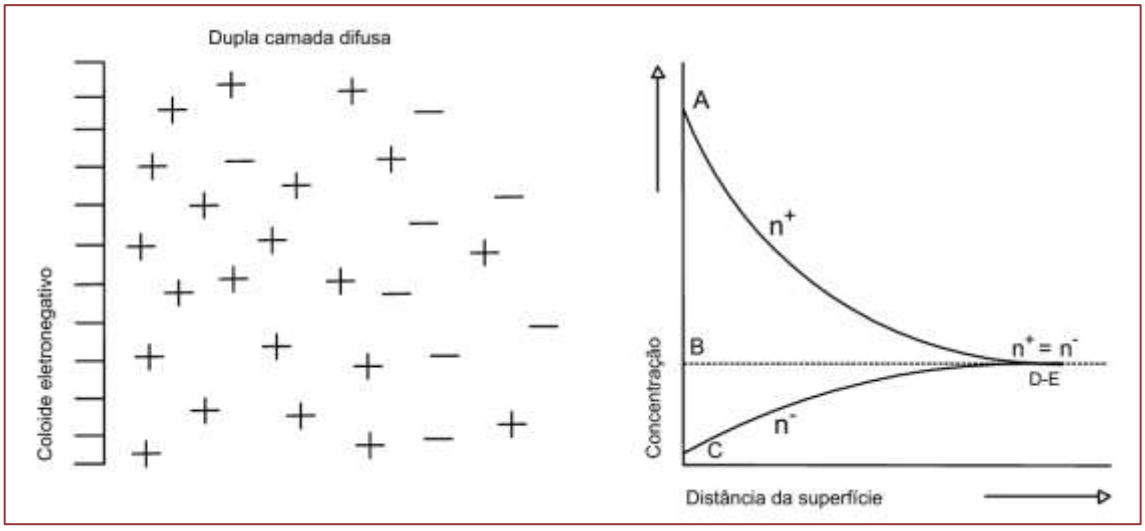
Segundo Pejon e Rodrigues, os carbonatos são comuns em solos originados de rochas carbonáticas ou podem se formar como precipitados químicos, agindo como cimento em certos solos. Os minerais carbonáticos predominantes nos solos são a calcita ($CaCO3$) e a dolomita ($MgCa(CO3)2$). Geralmente, são encontrados na fração fina do solo e são prontamente solubilizados, especialmente quando expostos à água acidificada. Solos contendo calcita ou dolomita podem sofrer corrosão quando expostos à água ácida, levando à instabilidade das fundações e estruturas.

9.4. DUPLA CAMADA DIFUSA

A dupla camada difusa refere-se ao sistema composto pela superfície negativamente carregada das partículas e pela distribuição das cargas em sua proximidade. Pode ser entendida como a diferença de potencial elétrico entre a partícula de argila e a água ionizada nos poros, levando à separação de cargas elétricas. Essa teoria é amplamente utilizada para interpretar o comportamento mecânico das argilas em um nível microestrutural.

Em uma argila seca, os cátions adsorvidos são fortemente ligados às partículas de argila carregadas negativamente, enquanto os ânions estão presentes como sais precipitados. Quando a argila é colocada na água, os sais precipitados entram na solução, enquanto os cátions adsorvidos aumentam a concentração próxima à superfície das partículas. No entanto, a difusão dos cátions é restringida pelo campo elétrico negativo das partículas, resultando em uma distribuição específica de íons na proximidade das partículas de argila em suspensão. Esse modelo sugere um excesso de cátions perto da superfície das partículas para neutralizar sua carga negativa, enquanto os ânions são repelidos pelas cargas negativas das partículas.

Figura 46. Distribuição diagramática dupla camada difusa



10. NOTAS SOBRE FÍSICA E QUÍMICA DO SOLO

A Física do Solo é um campo dentro da Ciência do Solo que explora as propriedades físicas do solo, bem como os processos físicos que ocorrem nele, incluindo o movimento da matéria e as transformações de energia. A Física do Solo examina o estado e o movimento da matéria, juntamente com os fluxos de energia no solo.

Em resumo, a Física do Solo analisa as características intrínsecas do solo, como a distribuição de partículas (textura do solo), e as propriedades originadas da interação entre essas características e o ambiente, como a capacidade do solo de reter água, que depende do tamanho, da composição e arranjo das partículas. Assim, a Física do Solo é focada em compreender tanto as características fundamentais quanto as propriedades práticas do solo.

As propriedades físicas do solo incluem textura, estrutura, densidade, porosidade, permeabilidade, fluxo de água, ar e calor. A composição física do solo é caracterizada pelo tamanho das partículas e sua organização. É fundamental conhecer sua composição para comprovar a qualidade do solo, proporcionando um entendimento aprofundado dos componentes do solo.Um solo ideal deve possuir o equilíbrio entre porosidade e capacidade de retenção de água.

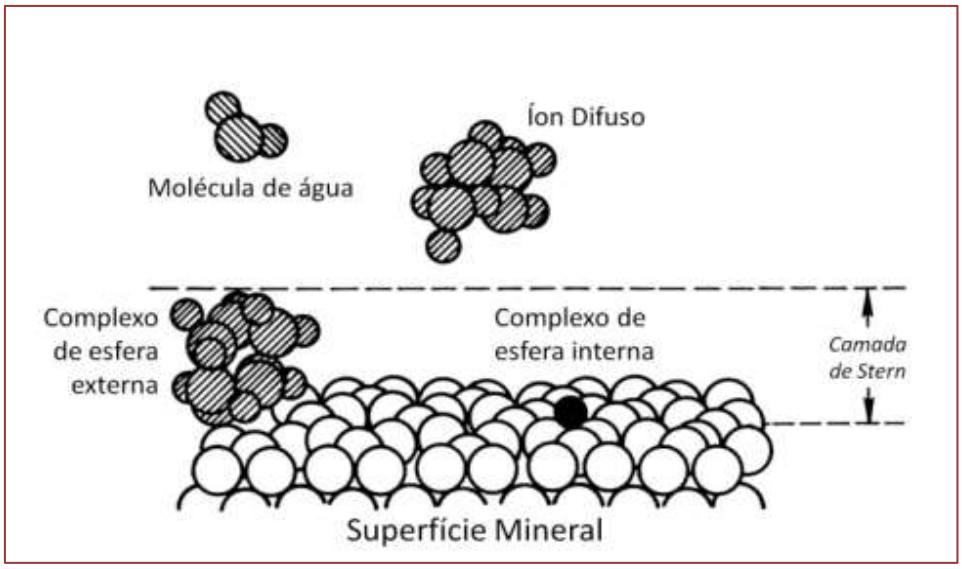
O solo é uma região com constantes atividades químicas, refletindo a natureza essencial da química em todos os aspectos do nosso mundo. Essas atividades químicas ocorrem na zona coloidal do solo, onde há as partículas minúsculas, compostas por minerais e materiais orgânicos. A atividade química está presente em todas as fases do solo, são elas sólida, líquida e gasosa.

A superfície dos colóides apresentam cargas elétricas, devido ao excesso ou a falta de elétrons. Considerando as substâncias húmicas, as cargas estão presentes nos grupos ácidos e básicos, já as substâncias inorgânicas as cargas são desenvolvidas pelas substituições isomórficas ou nas arestas.

A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) está relacionada às concentrações de cátions trocáveis na solução do solo e aos locais suscetíveis à troca nas interfaces coloidais do sistema. As cargas, influenciadas pelo pH e por substituições isomórficas, determinam a capacidade do solo em reter os íons na solução. Para calcular a CTC, é preciso avaliar a soma dos cátions trocáveis em um pH específico. Métodos químicos extratores permitem quantificar cátions como Ca2+, Mg2+, K+ e Na+ além de íons catiônicos responsáveis pela acidez trocável do solo (H3O+ e Al3+). Somando essas concentrações, obtemos um valor próximo da CTC.

Na adsorção à matéria se acumula na interface entre uma fase sólida e uma fase líquida, que ocorre principalmente nos colóides do solo por meio de dois mecanismos: complexos de esfera interna, onde o material ligante é adsorvido aos grupos funcionais de superfície por ligações covalentes ou iônicas, e complexos de esfera externa, onde moléculas de água ficam entre o ligante e o grupo funcional de superfície, criando forças eletrostáticas de ligação. A adsorção de íons catiônicos como complexos de esfera interna ocorre em minerais expansivos, onde substituições isomórficas geram sítios negativos, ou em faces e arestas de minerais de argila. Esse processo, chamado de adsorção específica, é influenciado pela natureza e quantidade de grupos hidroxila, envolvendo reações de troca de ligantes, como -OH e +OH2, na superfície desses minerais.

Figura 47. Representação dos complexos de esfera interna e externa nos minerais de argila dos solos



Fonte: AQQUA (2012)

Os minerais silicatados e os óxidos e hidróxidos, conhecidos como sesquióxidos, desempenham um papel fundamental nos processos químicos e físicos dos solos. Entre os minerais silicatados, os filossilicatos, um grupo de minerais de argila, são especialmente relevantes.

A distribuição de cátions e ânions em uma cela unitária de um mineral é influenciada pela natureza, valência e tamanho relativo das espécies iônicas, bem como pelas forças de ligação. Na natureza, alguns poucos elementos químicos são responsáveis pela maioria das espécies minerais, sendo abundantes na crosta terrestre.

Quadro 22. Composição química média da crosta terrestre

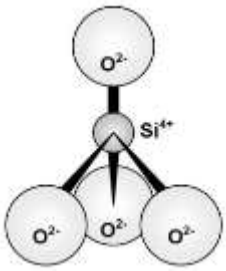
Elementos químicos	% em peso	% em volume
O	46,6	91,77
Si	27,7	0,80
Al	8,1	0,76
Fe	5,0	0,68
Ca	3,6	1,48
Na	2,8	1,60
k	2,6	2,14
Mg	2,1	0,56
Total	**98,5**	**99,79**

Fonte: Adaptado Pejon e Rodrigues (2016)

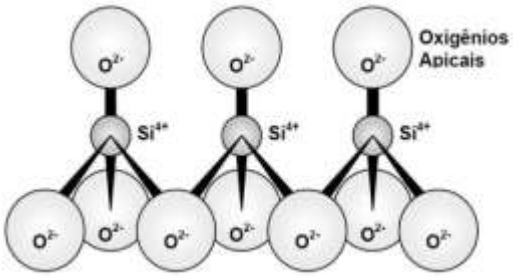
Estes elementos, como silício, alumínio, ferro e magnésio, estão ligados a ânions de oxigênio em altas concentrações na crosta terrestre, permitindo que os cátions neutralizem a carga final do mineral formado. A distribuição espacial de ânions e cátions em um mineral pode ser estimada usando as regras de neutralidade de Linnus Pauling, que consideram a relação de raios entre as espécies iônicas, determinando o número de coordenação do cátion envolvido pelos ânions.

Quadro 23. Principais tipos de poliedros encontrados nas estruturas cristalinas das espécies minerais.

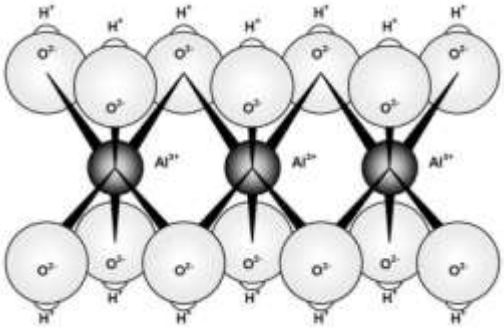
A) Tetraedro composto de íons silício e oxigênio



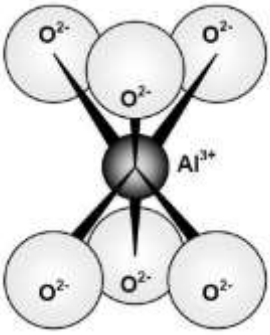
B) Tetraedros de silício e oxigênio ligados covalentemente



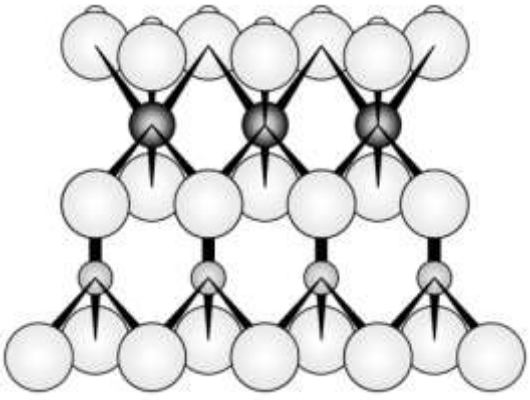
C) Estrutura cristalina básica que dá origem a gibbsita



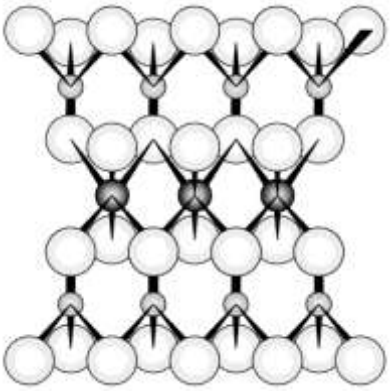
D) Estrutura octaedral de alumínio e oxigênio



E) Estrutura básica da caulinita



F) Estrutura básica dos filossilicatos do tipo 2:1



Fonte: AQQUA (2012)

11. NOTAS SOBRE CROMATOGRAFIA DO SOLO

A Cromatografia Circular de Pfeiffer (CCP), apesar de muito pouco difundida, consiste em um método refinado de análise integrada das dimensões físicas, químicas e biológicas do solo, permitindo a técnicos e agricultores perceber as carências e qualidades do solo (Pilon, 2014). A descrição dos procedimentos está detalhada no "Guia Prático de Cromatografia de Pfeiffer" da Embrapa (2018), e não serão detalhados nesta seção.

A técnica de Cromatografia de Campos Concêntricos (CCP) permite uma visão detalhada do funcionamento interno do solo, revelando como a vida afeta o solo em sua essência. A cromatografia do solo é uma técnica analítica crucial com diversas aplicações em campos como agricultura, engenharia ambiental, geologia e pesquisa científica. Ela é usada para analisar a composição química do solo, avaliar a presença de contaminantes, estudar a atividade biológica e entender as propriedades do solo.

A cromatografia do solo é essencial na determinação de poluentes em ar, solo e água, sendo vital para a regulamentação de projetos industriais e de construção, e para o monitoramento ambiental. Além disso, é valiosa na engenharia civil, avaliando a presença de contaminantes e orientando o planejamento de fundações. Ao analisar a composição do solo, os engenheiros podem tomar medidas para controlar a erosão e proteger o meio ambiente circundante, garantindo a segurança das estruturas e dos ocupantes.

A análise do solo envolve a extração de substâncias usando soluções específicas, seguida pela formação de halos em um papel filtro tratado. Estes halos, quando expostos à luz solar, exibem padrões distintos de cores e estruturas. A interpretação do cromatograma requer uma análise cuidadosa das características de cada zona, incluindo tonalidades, espessuras e padrões de linhas. Esse processo complexo oferece uma compreensão detalhada dos processos físicos, químicos e biológicos do solo, proporcionando uma visão completa da sua saúde e vitalidade.

A interpretação de cada zona:

a) Zona 1: trata-se da atividade mineral, processos de mineração, oxigenação e sistema poroso do solo

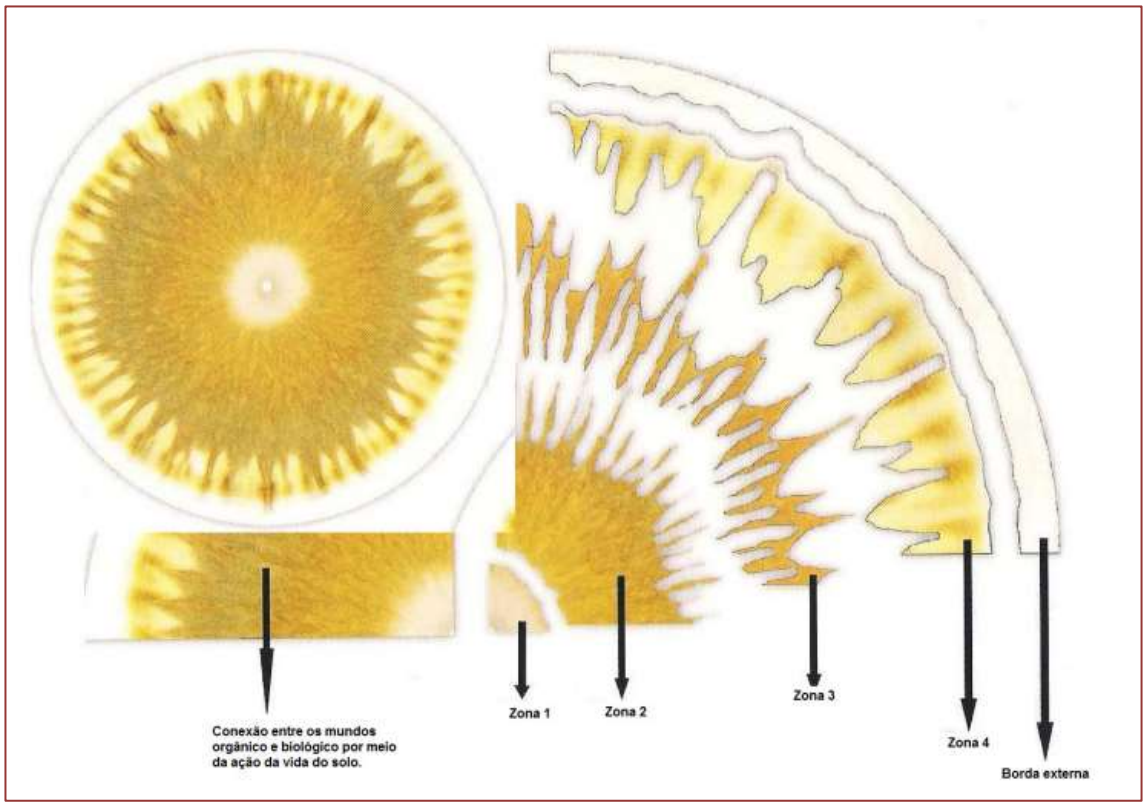
b) Zona 2: refere-se a zona química do solo, onde se relaciona a atividade microbiológica, levando em conta a textura do solo e as propriedades da argila.

c) Zona 3: refere-se a zona orgânica do solo.

d) Zona 4: refere-se a zona do alimento potencial do solo, a zona de humos e a atividade enzimática/microbiológica.

e) Borda externa: refere-se a zona de manipulação e identificação do croma.

Figura 48. Identificação das zonas de um cromatograma ideal. (Adaptado de Rivera; Pinheiro, 2011).



Fonte: Embrapa (2018)

Para uma interpretação de padrões são fornecidas comparações na tabela 18. É recomendado a retirada das medidas da espessura de cada zona, a fim de obter a proporção entre elas. Para os resultados, é estabelecido na tabela um escore variando de 1 a 5.

Quadro 24. Guia dos escores para análise e descrição visual das características utilizadas para CCP.

Características visuais de importância				
Integração	**Plumas**	**Picos**	**Cor**	**Escore**
Anéis, concêntricos marcados e homogêneos (ausência de integração)	Ausência ou pluma vestigial	Ausência de picos ligados a plumas	Homogênea; escuro e preto; cores borradas, pouco intensas	1
Alguns anéis, integração abrupta	Apenas linhas radiais	Pontiagudos	Cinza a marrom	2
Integração clara de padrões	Linhas radiais a plumas estreitas	Pontiagudos com derivações	Bege	3
Integração gradual	Linhas ou plumas radiais que cobrem todo croma	Alguns picos que se abrem no fim em manchas	Caro esbranquiçado	4
Integração difusa e padrões que se entrelaçam	Plumas radiais proeminentes/espessas	Picos que se abrem no fim total em manchas	Amarelo, creme; intenso e heterogêneo.	5

Fonte: Adaptado Embrapa (2018)

Os padrões visuais do cromatograma são categorizados em quatro características distintas: integração, que se refere à conexão entre as zonas da imagem, desde o centro até o final; plumas, que são setas que se estendem desde o centro da imagem até os pontos mais escuros; picos, que são estruturas pontiagudas que aparecem entre a terceira e quarta zona, onde as cores são mais escuras; e, por fim, a cor presente em cada zona.

OBSERVAÇÃO:

O conteúdo exposto nesse tópico, cromatografia do solo, foi retirado do "Guia Prático de Cromatografia de Pfeiffer", encontrado no site da Embrapa (2018). Para detalhes mais aprofundados este guia deve ser consultado.

12. PERGUNTAS

a) O que é a identificação tátil-visual do solo e qual sua importância em estudos preliminares?

A identificação tátil-visual do solo consiste em uma técnica inicial de reconhecimento das características do solo através da observação e do manuseio, sem exigir ensaios laboratoriais. Esse método estima o tipo e estado do solo, permitindo a realização de previsões sobre seu comportamento em condições distintas. É conveniente em fases preliminares de estudo do solo, quando é preciso um entendimento rápido e prático de suas propriedades.

b) Quais características do solo devem ser observadas durante a análise tátil-visual?

São observadas características importantes tais como granulometria para classificar o solo de acordo com o tamanho das partículas, plasticidade para indicar a capacidade de moldagem do solo, o odor que pode significar presença de matéria orgânica, e a coloração do solo que proporciona informações acerca da composição mineralógica do solo Além disso, a análise in situ do solo ou amostra indeformada para revelar o tipo de estrutura do solo, a umidade auxilia na percepção da textura e o grau de cimentação analisa a coesão entre as partículas. Esses fatores possibilitam uma identificação preliminar eficiente e padronizada.

c) De que forma a umidade influencia na identificação das partículas de argila, silte e areia?

A umidade altera a percepção da textura do solo influenciando a distinção entre suas frações. As partículas de argila, quando úmidas, formam uma pasta escorregadia semelhante à do sabão. Já o silte apresenta uma textura mais macia do que a areia, que se mantém áspera independente da umidade.

d) Como o grau de cimentação do solo pode ser avaliado manualmente?

O grau de cimentação é avaliado por meio da realização de um teste com um torrão seco de solo, pressionando-o entre o dedo indicador e o polegar, observando a força necessária para quebrá-lo. Se a amostra esfarelar com pouca pressão, o grau de cimentação é fraco, caso seja necessária uma pressão mais elevada, o solo é fortemente cimentado.

e) Qual é a relação entre a angularidade e a forma dos grãos na classificação do solo?

A angularidade está relacionada à forma das bordas e faces dos grãos. Partículas angulares têm bordas afiadas e faces rugosas, enquanto partículas arredondadas possuem bordas suaves e faces lisas. A forma dos grãos pode ser classificada como chata, alongada ou lamelar, a partir da medição do comprimento, da largura e espessura das partículas.

f) Como o teste de dilatância pode indicar a presença de solos arenosos ou siltosos?

No teste de dilatância, uma amostra úmida de solo é submetida a um movimento de vibração. Se a amostra se tornar úmida e brilhante devido ao surgimento de água na superfície do solo e quando se abre a mão, após ser comprimida, apresenta-se quebradiça e ressecada, indicando facilidade de movimento de água através das partículas, a amostra é uma areia fina ou silte.

g) O que é e como funciona a análise pedagógica de um perfil de solo?

A análise pedagógica é um estudo do perfil do solo em seu meio natural, sendo realizados através da investigação de trincheiras, que refletem completamente o solo estudado, levando em consideração diversas características, como transição, profundidade e espessura dos horizontes e camadas, cor, texturas, raízes e classes de reação do solo.

h) Como os aspectos ambientais, como clima e relevo, influenciam a classificação dos solos?

Os aspectos ambientais auxiliam na compreensão acerca da formação e evolução do solo, visto que fatores como clima e relevo determinam processos de intemperismo, erosão e deposição, influenciando a composição e estrutura dos solos.

i) De que maneira a cor do solo pode auxiliar na sua identificação e qual a importância da tabela de Munsell nesse processo?

A cor do solo fornece informações relacionadas a sua composição mineralógica e condições ambientais. A tabela de Munsell é essencial no processo de classificação do solo pois padroniza a descrição da cor do solo de forma sistemática, ela classifica as cores em três dimensões, sendo elas, matiz, valor (luminosidade e croma (saturação da cor), proporcionando uma descrição precisa das características do solo. Além disso, a tabela torna o processo mais confiável devido à facilitação da comparação visual das amostras de solo com os padrões.

j) Qual a importância da mineralogia do solo para a engenharia civil e a indústria?

A mineralogia do solo é fundamental para a engenharia civil e a indústria, devido ao fornecimento de dados sobre a composição e as propriedades geotécnicas do solo. Na engenharia civil, isso é crucial para analisar a capacidade de carga e certificar que as estruturas estejam em segurança. Já na indústria, a mineralogia auxilia na identificação e extração de recursos minerais de maneira eficiente e sustentável.

CAPÍTULO

03 Determinação do Teor de Umidade

1. INTRODUÇÃO

O solo é composto por minerais constituintes, que se arranjam e formam uma estrutura porosa, onde se encontram uma combinação de água e ar. Especialmente em solos com granulação fina, a água desempenha um importante papel no seu comportamento e sua quantidade pode influenciar algumas propriedades como resistência, compactação e plasticidade. A fim de caracterizar de forma representativa os solos, pode-se realizar diferentes ensaios, os quais permitem conhecer os denominados índices físicos, que podem ser determinados direta ou indiretamente.

O teor de umidade do solo é um dos índices que podem ser determinados diretamente em campo ou laboratório, onde seu valor corresponde a relação, em porcentagem, entre o peso da água existente em uma amostra e o peso das partículas sólidas.

Neste capítulo serão apresentados os métodos regulamentados para determinação do teor de umidade do solo.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. MÉTODO DA SECAGEM NA ESTUFA

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6457/2016 – Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – ANEXO A: Determinação do teor de umidade de solos
- DNER-ME 213/1994 – Solos – Determinação do teor de umidade.

2.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 213/1994	NBR 6457/2016
Estufa elétrica (com temperatura de 110° ± 5° C)	X	X
Balança com resolução de 0,1% da massa do solo	X	X
Recipiente metálico com tampa	X	X
Dessecador contendo sílica gel	X	X
Pinças metálicas com 30 cm de comprimento		X

2.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se coletar uma amostra do material (em seu estado fofo) adotando as massas mínimas contidas no **Quadro 25**(DNER-ME 213/1994) ou **Quadro 26** (NBR 6457/2016);

Quadro 25. Massas mínimas das amostras de material úmido, em função do tamanho máximo das partículas

Tamanho máximo das partículas (mm) – [peneiras]	Massa mínima da amostra úmida (g)
0,42 [nº 10]	10
4,8 [nº 4]	100
12,5	300
25,0	500
50,0	1000

Fonte: DNER-ME 213/1994

Quadro 26. Quantidade de material em função dos grãos maiores

Dimensões dos grãos maiores contidos na amostra, determinada visualmente	Quantidade de material (em massa seca) a tomar
< 2	30
2 a 20	30 a 300
20 a 76	300 a 3000

Fonte: NBR 6457/2016

2. Após definir a quantidade de amostra, pesa-se o recipiente limpo e seco, com tampa, e anota-se o valor obtido como massa do recipiente m_1 ;
3. Coloca-se dentro do recipiente a amostra úmida, fecha-se com tampa, pesa-se o conjunto e anota-se o valor como massa bruta úmida m_2 **(Figura 49)**;

Figura 49. Pesagem da capsula com amostra de solo

Fonte: Autores

4. Para o procedimento de secagem, deve-se retirar a tampa e colocar o recipiente com a amostra na estufa elétrica na temperatura de 110° C ± 5° C, pesando tantas vezes até a constância de massa (em geral de 15 a 24 horas);

    a) A NBR 6457/2016 ainda prevê a transferência da cápsula da estufa para o dessecador, até que seja atingida a temperatura ambiente, a fim de evitar a perda de umidade.

5. Após removida da estufa, a amostra deve ser tampada e esfriada na temperatura ambiente para no fim ser pesada e seu valor anotado como massa bruta seca m_3.

OBSERVAÇÕES:

A DNER 213/1994 recomenda que para evitar absorção da umidade pela amostra na secagem, deve-se evitar adicionar outras amostras úmidas na estufa durante o processo.

Além disso, a DNER 213/1994 destaca que pode ser utilizado um recipiente sem tampa desde que a amostra seja pesada assim que a amostra é coletada, e pesada imediatamente após seu resfriamento no dessecador.

Solos orgânicos, turfosos ou com gipsita na composição devem permanecer na estufa em temperatura de 60° C a 65° C, solicitando de tempos maiores.

A NBR 6457/2016 recomenda que sejam feitas, no mínimo, três determinações de teor de umidade por amostra.

2.4. RESULTADO

Para determinar o teor de umidade da amostra deve-se utilizar a seguinte fórmula:

$$w = \frac{m_2 - m_3}{m_3 - m_1} \times 100 \qquad (1)$$

Onde:

w – Teor de umidade da amostra em porcentagem, %;

m_1 – Massa do recipiente em gramas, g;

m_2 – Massa bruta úmida (recipiente + amostra úmida) em gramas, g;

m_3 – Massa bruta seca (recipiente + amostra seca) em gramas, g;

A NBR 6457/2016 determina que se deve calcular a média das determinações realizadas e expressar o resultado em porcentagem com aproximação de 0,1%. Além disso, indicar também a temperatura de secagem em estufa se for diferente da especificada.

3. SPEEDY TEST

O aparelho "Speedy" (**Figura 50**), também conhecido por umidímetro, é constituído de uma câmara e um manômetro conjugado. Através dele é possível determinar o teor de umidade do solo em estudo, sendo recomendado para solos

arenosos. Seu funcionamento resulta da reação da água contida na amostra com o carbureto de cálcio que se introduz no aparelho, gerando um gás que aponta uma determinada pressão no manômetro.

Esse aparelho deve ser calibrado para o tipo de solo que se quer estudar por meio de uma relação entre os valores obtidos no manômetro (kgf/cm^2) e o teor de umidade obtido pela secagem do material em estufa (%). A seguir, apresenta-se o método de ensaio regulamentado pelas normas DNER 052/94 E NBR 16097/2012.

Figura 50. Aparelho "Speedy Test"

Fonte: MACHINE

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-ME 052/1994 – Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do "Speedy"
- ABNT NBR 16097/2012 – Solos – Determinação do teor de umidade – Métodos expeditos de ensaio- atualizada

3.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 052/94	NBR 10697/12
Conjunto "Speedy"	X	X
Ampolas com 6,5 g de carbureto de cálcio (CaC_2)	X	X

3.3. PROCEDIMENTO

1. Segundo a NBR 16097/2012 a preparação da amostra deve ser realizada a depender do tipo.

   a) areias e solos arenosos pulverizados: não é necessário preparo.

   b) material grosseiro: deve ser pulverizado e peneirado, na peneira com abertura de malha de 4,75 mm.

c) material lamacento: selecionar certa quantidade do material e misturar com a mesma quantidade de areia seca para obter uma mistura solta.

2. Segundo a DNER 052/1994, para este ensaio, o peso da amostra deve ser determinado em função da umidade estimada da amostra (**Quadro 24**);

   a) Observar as recomendações do fabricante do conjunto "Speedy".

Quadro 24. Peso da amostra em função da umidade admitida

Umidade estimada (%)	Peso da amostra (g)
5	20
10	10
20	5
30 ou mais	3

Fonte: DNER-ME 052/1994

3. Em seguida deve-se colocar a amostra considerada na câmara do aparelho "Speedy", introduzindo duas esferas de aço e a ampola de carbureto de cálcio, deixando essa deslizar com cuidado pelas paredes da câmara para evitar a quebra;
4. Fechar o aparelho e agitar repetidas vezes até a ampola se quebrar, verificando o momento pela pressão do manômetro;
5. Após estabilização da pressão, resultante da reação entre o carbureto e a água da amostra, efetuar a leitura de pressão do manômetro e anotar.

OBSERVAÇÕES:

Segundo a DNER 052/1994, se a leitura for menor que 20 kPa (0,2 kg/cm^2), o ensaio deverá ser repetido com o peso imediatamente superior ao empregado. Contudo, se a leitura for maior que 150 kPa (1,5 kg/cm^2), o ensaio deve ser repetido com o peso imediatamente inferior da amostra.

Segundo a NBR 16097/2012, em alguns modelos, o carbureto é colocado a granel na quantidade recomendada pelo fabricante onde é dispensada as esferas de aço. O ensaio deve ser realizado longe de fontes de calor pois o gás da reação é inflamável.

3.4. RESULTADO

Para determinar o resultado do ensaio, entrar na Tabela de aferição própria do aparelho com a leitura manométrica (pressão indicada no manômetro) e o peso da amostra utilizada no ensaio, obtendo assim a porcentagem de umidade em relação a amostra total úmida. Para determinar o teor de umidade da amostra deve-se utilizar a seguinte fórmula:

$$h = \frac{h_1}{100 - h_1} \times 100 \qquad (2)$$

Onde:

h – Teor de umidade da amostra em relação ao solo seco em porcentagem, %;

h_1 – Teor de umidade dado pelo aparelho Speedy em relação à amostra total úmida, em porcentagem, %.

OBSERVAÇÕES:

A NBR 16097/2012 prevê a realização da calibração do aparelho Speedy, no Anexo A da referida norma. A calibração consiste em realizar o ensaio para no mínimo sete porções de solo (três com umidade abaixo da esperada, uma com a umidade esperada e três porções acima da umidade esperada) e realizar a comparação dos resultados com úmidas das mesmas amostras, realizadas com o Método da estufa.

4. MÉTODO EXPEDITO DO ÁLCOOL

Este método se resumo em determinar a umidade de solos e de agregados miúdos pelo emprego de álcool etílico. O teor de umidade se determina pelo incremento de álcool à amostra e sua queima posterior. O método só pode ser empregado em obra quando autorizado pela fiscalização.

4.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-ME 088/1994 – Solos – Determinação da umidade pelo método expedito do álcool

4.2. EQUIPAMENTO

	DNER-ME 088/94
Balança com resolução de 0,1g	X
Cápsula metálica com fundo perfurado e suporte	X
Espátula de aço com lâmina flexível de ponta arredondada com 8 cm de comprimento e 2 cm de largura	X
Álcool etílico	X
Pinças metálicas	X
Peneira de 2,0 mm	X

4.3. PROCEDIMENTO

1. Deve-se passar o solo na peneira de 2 mm e tomar cerca de 50 g para o ensaio;
2. Primeiro, pesa-se a cápsula e o suporte, anotando como P_1;
3. Deposita-se na cápsula a amostra, com cuidado de espalhá-la por completo na superfície. Determina-se em seguida o peso da cápsula com a amostra úmida e suporte como P_2;
4. Aos poucos, deve-se despejar o álcool etílico na amostra, em quantidade adequada, movendo com a espátula e inflamando a amostra;
5. A operação deve ser feita três vezes. No final do processo, pesar a cápsula com o solo seco e suporte, anotando como P_3.

4.4. RESULTADO

Primeiramente, deve-se determinar a massa da amostra úmida com a fórmula:

$$P_h = P_2 - P_1 \qquad (3)$$

Em seguida, procede-se determinando a massa da amostra seca com a fórmula:

$$P_s = P_3 - P_1 \qquad (4)$$

Por fim, deve ser calculado o teor de umidade da amostra deve-se utilizar a seguinte fórmula:

$$W = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 \qquad (5)$$

Onde:

w - Teor de umidade da amostra em porcentagem, %;

P_h – Massa da amostra úmida em gramas, g;

P_s – Massa da amostra seca em gramas, g;

5. MÉTODO DA FRIGIDEIRA

O método da frigideira é um dos mais simples e rápidos, porém um pouco menos preciso que os apresentados anteriormente. O procedimento consiste em secar uma amostra de solo em uma frigideira por meio de um fogareiro. Uma das vantagens da sua utilização é a redução no tempo de secagem e possibilidade de ser empregado diretamente no campo.

5.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 16097/2012 – Solos – Determinação do teor de umidade – Métodos expeditos de ensaio

5.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 16097/2012
Frigideira de tamanho médio	X
Fogareiro a gás	X
Balança com capacidade de 1 kg e resolução de 0,5 g	X
Recipiente de metal ou plástico para pesagem	X
Espátula ou colher metálica	X
Placa de vidro transparente	X
Concha do tipo jardineira	X

5.3. PROCEDIMENTO

1. A primeira etapa do ensaio é determinar a tara m_1 do conjunto frigideira e espátula;
2. Separam-se 200 g de amostra úmida e adiciona-se na frigideira. Em seguida, pesa-se o conjunto: solo + frigideira + espátula, determinando a massa bruta úmida m_2;

Deve-se aquecer a amostra em fogo baixo, mexendo sempre com a espátula, para secagem mais rápida e para evitar que o material queime **(Figura 51)** . Esse processo deve ser interrompido quando se coloca a placa de vidro acima da amostra e não se observa mais vapor de água sob o vidro.

Figura 51. Material na frigideira sendo aquecido

3. Após esse momento, deve-se determinar a massa do conjunto: solo seco + frigideira + espátula, aquecer novamente e determinar a massa após alguns minutos, repetindo esse processo até constância de massa. Anota-se o valor final do conjunto m_3 como massa bruta seca.

OBSERVAÇÕES:

Em solos com mais de 20 % do material retido na peneira de malha 4,75 mm, usar a quantidade mínima de amostra de 300 g. Em solos com mais de 20% do material retido na peneira de abertura 19mm, utilizar no mínimo 500 g de amostra para o ensaio.

5.4. RESULTADO

Para determinar o teor de umidade da amostra deve-se utilizar a Equação 1, assim como no método da estufa.

6. EXEMPLO RESOLVIDO

Uma amostra de solo foi coletada e pesada em sua condição natural, onde sua massa total era de 252 g (incluindo a cápsula). A amostra foi seca em estufa a 110°C e sua massa total sofreu uma redução de 28 g. Considerando que a cápsula utilizada para armazenar o solo possui uma massa de 30 g, determine o teor de umidade do solo.

RESOLUÇÃO

Primeiro passo: Determinar a massa do solo seco utilizando a Equação 4

$$M_{seca} = M_{\text{úmida}} - M_{reduzida}$$

$$M_{seca} = 252 - 28$$

$$M_{seca} = 224\ g$$

Segundo passo: Substituir valores na Equação 1 e determinar o teor de umidade

$$W = \frac{M_{\text{úmida}} - M_{seca}}{M_{seca} - M_{cápsula}} \times 100$$

$$W = \frac{252 - 224}{224 - 30} \times 100$$

$$W = 14{,}43\%$$

CAPÍTULO

04 Determinação da Massa Específica dos Sólidos

1. INTRODUÇÃO

O solo é formado por duas partes principais, uma ocupada por partículas sólidas que são acomodadas formando uma estrutura, e outra preenchidas por vazios contendo ar e água. O comportamento do solo é influenciado pela proporção entre as fases sólida, líquida e gasosa. A caracterização desses estados do solo é definida pelo emprego dos índices físicos que relacionam os pesos e volumes das três fases.

Um desses índices é denominado peso específico, amplamente utilizado na engenharia civil, que difere da massa específica por se caracterizar pela multiplicação do valor da massa específica pela gravidade. As relações entre quantidade de matéria (massa) e volume são denominadas massas específicas, expressas geralmente em ton/m, kg/dm e g/cm.

Segundo Jacovani (2017) com a existência de uma variedade de solos, torna-se necessário pesquisas e estudos na área de mecânica dos solos para posteriormente ser usada na construção civil. Além disso, a massa específica dos sólidos de um solo é um parâmetro muito utilizado na geotecnia, pois com base nos seus valores é possível obter outros valores importantes para o desenvolvimento de projetos geotécnicos (porosidade e resistência do solo).

A realização de ensaios laboratoriais para a determinação da massa específica do solo é um procedimento necessário para caracterizar o comportamento do solo em diversas condições. Essa análise permite avaliar a distribuição de partículas, a quantidade de vazios e consequentemente a capacidade do solo de suportar cargas aplicadas.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. DETERMINAÇÃO DA DENSIDADE REAL EM LABORATÓRIO

Quando o objetivo é utilizar o valor da densidade nos cálculos da fase de sedimentação do ensaio de granulometria é mais indicado utilizar o valor de densidade obtido pelo método regulamentado pela norma DNER-ME 093/1994, que utiliza o picnômetro e fonte de calor como elementos básicos para execução do procedimento, já que a amostra utilizada neste ensaio é obtida do material que passa na peneira de 2,0 mm (fração fina do solo).

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-ME 093/1994 – Solos - determinação da densidade real
- DNER 041/1994- (abordada no capítulo 1)

2.2. EQUIPAMENTOS

		DNER-ME 093/1994
Aparelho de dispersão com hélices metálicas substituíveis e copo com chicanas metálicas		
Balanças que suporte até 1,5 kg, com resolução de 0,01 g		
Balança com capacidade de 20 kg, sensível a 0,1 g		X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 60 °C e 65 °C e entre 105° e 110 °C)		X
Banho maria		
Béquer de vidro com capacidade de 250 cm3		
Bomba de vácuo com registro, vacuômetro e conexões, capaz de aplicar um vácuo de 88 kPa (66 cm de Hg a 0 °C), ou chapa aquecida		
Cápsulas para determinação da umidade		
Conta-gotas ou pipeta		
Bico de gás ou fonte de calor		X

(continuação)

		DNER-ME 093/1994
Cápsula de porcelana com 5 cm de diâmetro		X
Dessecador		X
Funil de 5 cm de diâmetro		X
Pegador de madeira		X
Picnômetro com capacidade de 50 mL		X
Picnômetro ou balão volumétrico (500 cm^3 ou 1 000 cm^3, calibrado a 20 °C, com a respectiva curva de calibração)		
Termômetro graduado em: 0,5° C de 0 a 60° C 0,1° C de 0 a 50° C		X

2.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se obter uma amostra do material conforme as indicações do item 5.1.2.c. da Norma DNER-ME 041/1994, presentes no capítulo 1 deste manual, que prevê:

   a) A separação de 250 g (com auxílio do repartidor de amostras ou por quarteamento) da fração de amostra seca ao ar, que passa na peneira de 2,0 mm.

2. Seca-se a amostra até o peso constante, em estufa a 105º–110°C, e esfria-se no dessecador;
3. Separa-se cerca de 10 g de solo seco para o ensaio de determinação da densidade real;
4. Em seguida, pesa-se o picnômetro limpo e seco, anotando seu valor como M_1, em gramas;
5. Insere-se a amostra no picnômetro e pesa-se o conjunto como M_2 , em gramas;

Figura 52. Picnômetro na balança, obtenção de M_1 e M_2

6. Adiciona-se água destilada no picnômetro até cobrir a amostra, com excesso;
7. Deve-se, então, aquecer o picnômetro e deixar ferver por 15 minutos (a fim de expulsar o ar existente entre as partículas de solo, movimentando-o para evitar superaquecimento);

Figura 53. Picnômetro aquecendo em fonte de calor

8. Esfria-se o picnômetro em temperatura ambiente, enchendo-o totalmente com água destilada, coloca-o em um banho de água (à temperatura ambiente) por 15

minutos, adicionando a rolha perfurada de modo que aflore à sua parte superior. Anota-se a temperatura desse banho como t;

Figura 54. Picnômetro, com amostra, no banho de água

9. Após retirado do banho em água e seco com um pano limpo, pesa-se o conjunto picnômetro + amostra + água destilada, anotando como M_3 , em gramas;
10. Logo, retira-se o material de dentro do picnômetro, lava e enchê-lo com água destilada, repetindo o processo das etapas 9 e 10 descritas acima.
11. Pesa-se o picnômetro com água, anotando como M_4, em gramas.

2.4. RESULTADO

A densidade real do solo à temperatura t é dada pela fórmula:

$$D_t = \frac{M_2 - M_1}{(M_4 - M_1) - (M_3 - M_2)} \qquad (1)$$

O resultado do ensaio é apresentado em número adimensional com aproximação de centésimos, e, só será considerado em conformidade quando obtido pela média de no mínimo duas determinações, quando estas não diferem de 0,009.

O valor da densidade real deve ser referente à água à 20 °C, calculado do valor referido à água em temperatura ambiente t quando o ensaio foi realizado.

$$D_{20} = k_{20} \times D_t \qquad (2)$$

Onde:

D_{20} – Densidade real do solo a 20°C;

D_t – Densidade real do solo à temperatura (t);

k_{20} – Razão entre a densidade relativa da água à temperatura t e a densidade relativa da água a 20 °C, obtida no **Quadro 28**.

Quadro 28. Razão entre a densidade relativa da água à temperatura (t) e a densidade relativa da água a 20°C

Temperaturas temp °C	Densidade relativa da água	Fator correção k20
4	1,0000	1,0018
5	1,0000	1,0018
6	0,9999	1,0017
7	0,9999	1,0017
8	0,9999	1,0017
9	0,9998	1,0016
10	0,9997	1,0015
11	0,9996	1,0014
12	0,9995	1,0013
13	0,9994	1,0012
14	0,9993	1,0011
15	0,9991	1,0009
16	0,9990	1,0008
17	0,9988	1,0006
18	0,9986	1,0004
19	0,9984	1,0002
20	0,9982	1,0000
21	0,9980	0,9998
22	0,9978	0,9996
23	0,9976	0,9993
24	0,9973	0,9991
25	0,9971	0,9989
26	0,9968	0,9986
27	0,9965	0,9983
28	0,9963	0,9980
29	0,9960	0,9977
30	0,9957	0,9974
31	0,9954	0,9972
32	0,9951	0,9969
33	0,9947	0,9965

Fonte: DNER-ME 093/1994

O operador deverá conferir as propriedades da sua vidraria para a elaboração do gráfico de correção (**Figura 55**), enquanto que na Figura 56 apresenta a variação da massa específica a depender da temperatura.

Figura 55. Gráfico massa picnômetro x temperatura

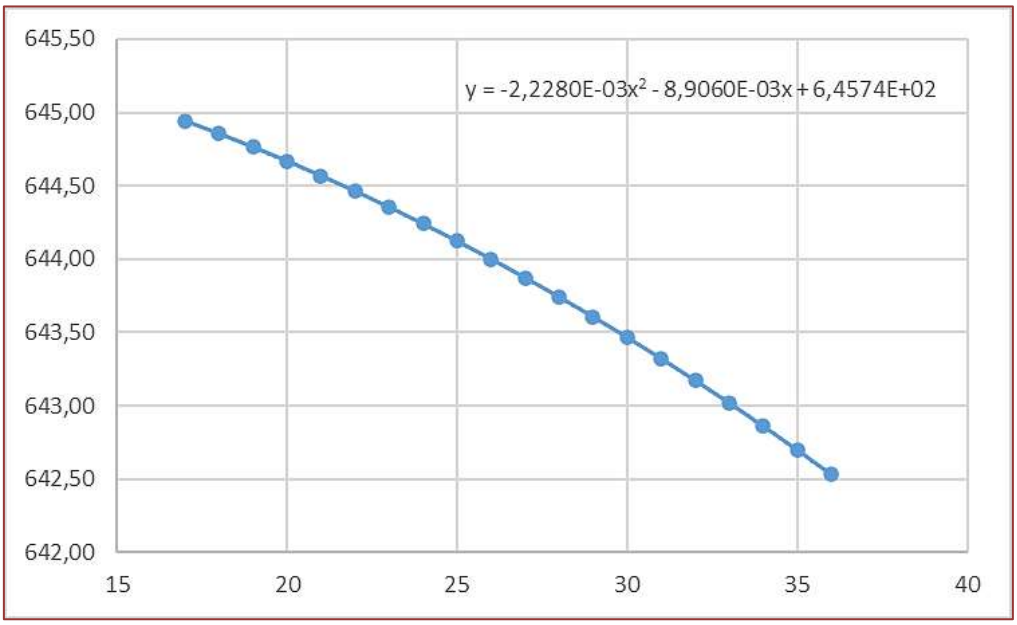
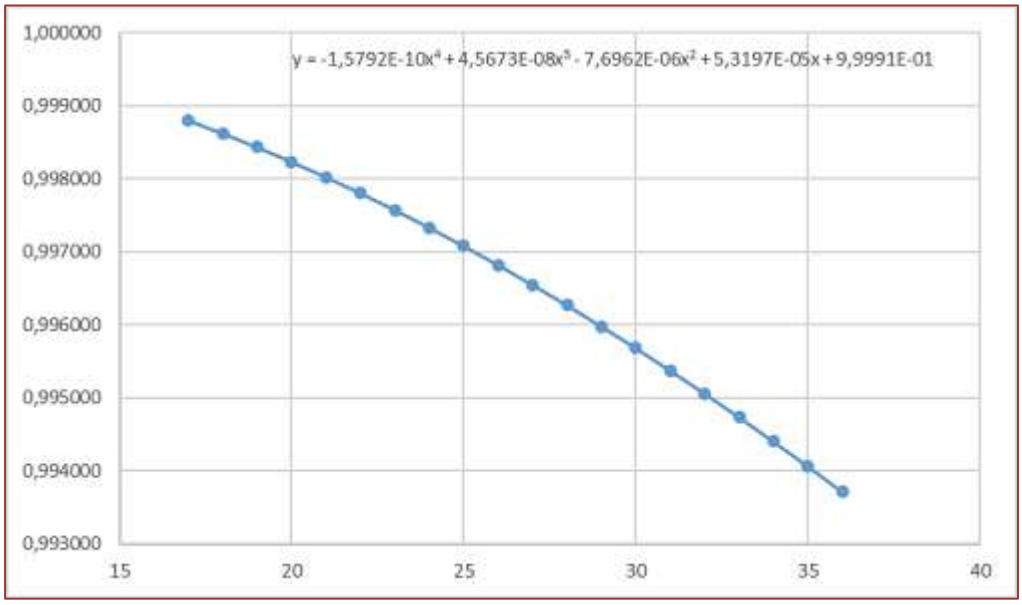


Figura 56. Gráfico Massa específica da água x temperatura



OBSERVAÇÕES:

Para obter o valor da densidade real do solo com a água em temperatura diferente de 20 °C, deverá ser calculado o valor de k_X para temperatura desejada.

Para outras temperaturas entre 4 e 33 °C, pode-se obter o fator de correção para 20°C com a equação a seguir, obtida pela linha de tendência do gráfico de dispersão.

Na **Figura 55**, exemplifica-se a obtenção de um gráfico com a massa do picnômetro em relação à variação de temperatura. A fórmula para calcular a massa do picnômetro pode variar de acordo com o fabricante, e neste gráfico, é exposto a expressão correspondente a um tipo específico de vidraria. É importante destacar que a necessidade da curva de correção decorre da variação de temperatura no laboratório, que impacta diretamente nas propriedades tanto da vidraria quanto da água.

2.5. EXEMPLO RESOLVIDO

Um experimento foi realizado no laboratório para determinar a densidade real de uma amostra e para isso primeiro pesou-se o picnômetro vazio (53 g), e em seguida adicionou-se 30 g da amostra de solo, totalizando 83 g no picnômetro. O próximo passo consistiu em encher o restante do picnômetro com água destilada e obtendo um peso de 150 g. Por fim, esvaziou-se o picnômetro e o preencheu somente com água destilada, sem solo, 137 g. Sabendo que o ensaio foi realizado a uma temperatura de 26 °C, determine a densidade real da amostra de solo a 20°C.

RESOLUÇÃO:

Primeiro passo: Determinar a densidade real do solo a temperatura de 26 °C através a Equação 1:

$$D_t = \frac{M_2 - M_1}{(M_4 - M_1) - (M_3 - M_2)}$$

Onde $M_1 = 50\ g;\ M_2 = 80\ g;\ M_3 = 150\ g;\ M_4 = 137\ g.$

$$D_t = \frac{83 - 53}{(137 - 53) - (150 - 83)}$$

$$D_t = \frac{30}{(84) - (67)}$$

$$D_t \equiv 1{,}76\ g/cm^3$$

Segundo passo: Determinar a densidade real do solo a 20°C através da Equação 2. A partir do **Quadro 28** é possível encontrar o valor do fator de correção, isto é, $k_{20} = 0{,}9986$ e substituindo os valores na fórmula:

$$D_{20} = k_{20} \times \ D_t$$

$$D_{20} = 0{,}9986 \times \ 1{,}76$$

$$D_{20} \equiv 1{,}76 \ g/cm^3$$

3. MASSA ESPECÍFICA, MASSA ESPECÍFICA APARENTE E ABSORÇÃO DE ÁGUA EM LABORATÓRIO

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6458/2016 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 Mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água

OBSERVAÇÕES:

Devido ao cancelamento da NBR 6508, esta Norma inclui o Anexo B que contém o método de determinação da massa específica dos grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm, por meio de picnômetro, por meio da realização de pelo menos dois ensaios.

Na primeira parte, serão apresentadas as aparelhagens e metodologias para determinar a massa específica, a massa específica aparente e da absorção de água dos grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm. Na segunda parte, será apresentado o método para cálculo da massa específica dos grãos de solos contendo frações passadas na peneira de 4,8 mm. Por fim, na terceira parte, será mostrado como obter a massa específica dos grãos de solos contendo frações passadas e retidas na peneira de 4,8 mm.

3.2. GRÃOS DE PEDREGULHO RETIDOS NA PENEIRA DE 4,8 MM

3.2.1. EQUIPAMENTOS

	NBR 6458/16
Balanças que permitam pesar nominalmente 1,5 kg, 5 kg e 10 kg, com resolução de 0,1 g, 0,5 g e 1 g, respectivamente, com dispositivo que permita fazer pesagem hidrostática	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 110° ± 5° C)	X
Cesto de tela de arame com abertura de malha de cerca de 3 mm	X
Bandejas metálicas	X
Peneira de 4,8 mm	X
Repartidor de amostras	X
Recipiente com dimensões apropriadas para completa imersão do cesto de tela	X
Termômetro graduado em 0,1° C de 0 a 50° C	X
Tecido absorvente	X

3.2.2. PROCEDIMENTO

1. Para este ensaio, deve-se separar a metade da quantidade da amostra, preparada como apresentado no capítulo 1 deste manual, de acordo com a NBR 6457/16. A outra metade é utilizada no segundo ensaio;
2. Lava-se a amostra na peneira de 4,8 mm, para retirar o material fino aderente, e faz a imersão em água destilada, à temperatura ambiente, durante 24 h;

Passado o prazo estipulado, retira-se a amostra da água e enxugá-la com o tecido absorvente levemente umedecido, onde grãos maiores podem ser enxutos separadamente (Esse procedimento é feito para remover somente a água superficial, deixando os grãos com o aspecto de material saturado);

3. Determinar, a partir da Tabela 4, a massa da amostra saturada e seca superficialmente, e anotar como M_{sat};

Quadro 29. Determinação da massa da amostra

Dimensão dos grãos maiores contidos na amostra (mm)	Balança a ser utilizada	
	Capacidade nominal (kg)	Resolução (g)
< 25	1,5	0,1
25 a 50	5	0,5
50 a 76	10	1

Fonte: NBR 6458/2016

4. Adiciona-se o cesto de tela totalmente imerso em água destilada e tara-se a balança;
5. Coloca-se a amostra saturada no cesto de tela e determina-se a sua massa quando totalmente imersa em água destilada, anotando como M_i ;
6. Em seguida, determina-se a temperatura T da água de imersão com resolução de 0,1° C;
7. Seca-se a amostra até a constância de massa em estufa com temperatura de 105° a 110° C;
8. Determina-se a sua massa seca como M_s.

3.2.3. RESULTADO

Para calcular a massa específica dos grãos, utiliza-se a equação:

$$\rho_s = \frac{M_s}{M_s - M_i} \times \rho_w \qquad (3)$$

Onde:

ρ_s – massa específica dos grãos (g/cm^3, deve ser expressa com três algarismos significativos);

A massa específica dos grãos inclui os vazios impermeáveis e exclui os vazios permeáveis e os vazios entre os grãos.

ρ_w – massa específica da água à temperatura t do ensaio.

NOTA: Ainda é possível obter a massa específica aparente dos grãos e a absorção de água, utilizando as fórmulas seguintes:

$$\rho_{ap(s)} = \frac{M_s}{M_{sat} - M_i} \times \rho_w \qquad (4.4)$$

$$A_a = \frac{M_{sat} - M_s}{M_s} \times 100 \qquad (4.5)$$

Onde:

$\rho_{ap(s)}$ – massa específica aparente dos grãos (g/cm^3);

A massa específica aparente dos grãos inclui seus vazios permeáveis e impermeáveis, e exclui os vazios entre os grãos.

A_a – absorção de água, em porcentagem da massa de material seco;

Deve-se considerar os ensaios satisfatórios quando os seus resultados não diferiram em mais que 0,02 g/cm^3. Este critério é válido tanto para a determinação de ρ_s como $\rho_{ap(s)}$. Os resultados finais, médias obtidas de pelo menos dois ensaios, considerados satisfatórios, devem ser expressos com três algarismos significativos compatíveis, em porcentagem.

Quadro 30. Massa específica da água em g/cm^3 entre 0 e 40°C

°C	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
1	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999
2	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
3	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
4	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
5	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
6	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999
7	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999
8	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9999	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998
9	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9998	0,9997	0,9997
10	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9997	0,9996
11	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9996	0,9995	0,9995	0,9995
12	0,9995	0,9995	0,9995	0,9995	0,9995	0,9995	0,9995	0,9994	0,9994	0,9994
13	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9994	0,9993	0,9993	0,9993	0,9993	0,9993
14	0,9993	0,9993	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9992	0,9991
15	0,9991	0,9991	0,9991	0,9991	0,9991	0,9990	0,9990	0,9990	0,9990	0,9990
16	0,9990	0,9990	0,998 9	0,998 9	0,998 9	0,998 9	0,998 9	0,998 9	0,998 8	0,998 8
17	0,9988	0,9988	0,998 8	0,998 7	0,998 7	0,998 7	0,998 7	0,998 7	0,998 7	0,998 6
18	0,9986	0,9986	0,998 6	0,998 6	0,998 5	0,998 5	0,998 5	0,998 5	0,998 5	0,998 5
19	0,9984	0,998 4	0,998 4	0,998 4	0,998 4	0,998 3	0,998 3	0,998 3	0,998 3	0,998 3
20	0,9982	0,9982	0,9982	0,9982	0,9981	0,9981	0,9981	0,9981	0,9981	0,9980
21	0,9980	0,998 0	0,998 0	0,998 0	0,997 9	0,997 9	0,997 9	0,997 9	0,997 8	0,997 8
22	0,9978	0,997 8	0,997 8	0,997 7	0,997 7	0,997 7	0,997 7	0,997 6	0,997 6	0,997 6
23	0,9976	0,997 5	0,997 5	0,997 5	0,997 5	0,997 4	0,997 4	0,997 4	0,997 4	0,997 4
24	0,9973	0,997 3	0,997 3	0,997 3	0,997 3	0,997 2	0,997 2	0,997 2	0,997 1	0,997 1

Quadro 30. Massa específica da água em g/cm^3 entre 0 e 40°C (continuação)

°C	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
25	0,9971	0,9970	0,9970	0,9970	0,9970	0,9969	0,9969	0,9969	0,9969	0,9968
26	0,9968	0,996 8	0,996 8	0,996 7	0,996 7	0,996 7	0,996 7	0,996 6	0,996 6	0,996 6
27	0,9965	0,996 5	0,996 5	0,996 5	0,996 4	0,996 4	0,996 4	0,996 3	0,996 3	0,996 3
28	0,9963	0,996 2	0,996 2	0,996 2	0,996 1	0,996 1	0,996 1	0,996 1	0,996 0	0,996 0
29	0,9960	0,995 9	0,995 9	0,995 9	0,995 9	0,995 8	0,995 8	0,995 8	0,995 7	0,995 7
30	0,9957	0,9956	0,9956	0,9956	0,9956	0,9955	0,9955	0,9955	0,9954	0,9954
31	0,9954	0,995 3	0,995 3	0,995 3	0,995 2	0,995 2	0,995 2	0,995 1	0,995 1	0,995 1
32	0,9951	0,995 0	0,995 0	0,995 0	0,994 9	0,994 9	0,994 9	0,994 8	0,994 8	0,994 8
33	0,9947	0,994 7	0,994 7	0,994 6	0,994 6	0,994 6	0,994 5	0,994 5	0,994 5	0,994 4
34	0,9944	0,994 4	0,994 3	0,994 3	0,994 3	0,994 2	0,994 2	0,994 2	0,994 1	0,994 1
35	0,9941	0,9940	0,9940	0,9940	0,9939	0,9939	0,9939	0,9938	0,9938	0,9937
36	0,9937	0,993 7	0,993 6	0,993 6	0,993 6	0,993 5	0,993 5	0,993 5	0,993 4	0,993 4
37	0,9934	0,993 3	0,993 3	0,993 2	0,993 2	0,993 2	0,993 1	0,993 1	0,993 1	0,993 0
38	0,9930	0,993 0	0,992 9	0,992 9	0,992 8	0,992 8	0,992 8	0,992 7	0,992 7	0,992 7
39	0,9926	0,992 6	0,992 5	0,992 5	0,992 5	0,992 4	0,992 4	0,992 4	0,992 3	0,992 3
40	0,9922									

Fonte: Adaptado ABNT NBR 6458/2016

OBSERVAÇÕES:

A Norma ABNT NBR 6458/2016 ainda prevê o cálculo para a massa específica dos grãos de solo que contêm frações passadas e retidas na peneira de 4,8 mm. Esse valor é obtido através da seguinte equação:

$$\rho_s = \frac{\rho_{d\,(p)} \times \rho_{d\,(r)}}{\rho_{d\,(p)} \times M_2 + \rho_{d\,(r)} \times M_1} \times 100 \qquad (6)$$

Onde:

ρ_s – massa específica dos grãos do solo contendo frações passada e retida na peneira de 4,8 mm (g/cm^3, deve ser expressa com três algarismos significativos);

$\rho_{d\,(p)}$ – massa específica dos grãos de solo que passam pela peneira de 4,8 mm (g/cm^3); Determinada de acordo com a Parte 2 mencionada no ANEXO B da NBR 6458 e no tópico 3.3.3 deste capítulo;

$\rho_{d\,(r)}$ – massa específica de grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm (g/cm^3);

M_1– porcentagem em massa, da fração da amostra que passa na peneira de 4,8 mm;

M_2 – porcentagem em massa, da fração da amostra retida na peneira de 4,8 mm.

3.3. GRÃOS DE SOLOS CONTENDO FRAÇÕES PASSADAS NA PENEIRA DE 4,8 MM

3.3.1. PROCEDIMENTO

1. Calibração do picnômetro:
   a) *Utilizar água destilada e aplicar o vácuo de no mínimo 88 kPa (66 cm de Hg a 0 °C) ao conjunto picnômetro + água destilada, durante dois intervalos de tempo de 15 min cada.*
   b) *No primeiro intervalo a água destilada deve ocupar metade do picnômetro e, no segundo, deve estar cerca de 1 cm abaixo da base do gargalo*
   c) *Antes do início da calibração pode-se usar uma placa aquecida para a retirada do ar aderente às partículas do solo por ebulição;*
   d) *As massas devem ser determinadas com resolução de 0,01 g e as temperaturas com resolução de 0,1 °C;*
   e) *As curvas de calibração (variação da massa do picnômetro cheio de água, até a marca da referência, em função da temperatura) devem apresentar valores com resolução de 0,01 g.*
2. Utilizar 250 g da amostra preparada de acordo com a ABNT NBR 6457, apresentada no Capítulo 1 deste manual. A quantidade restante é utilizada para o segundo ensaio;
3. Quando for utilizado o picnômetro de 500 cm^3, homogeneizar e separar uma quantidade correspondente a massa seca em torno de 50 g para solos argilosos e siltosos, e de 60 g para solos arenosos. Quando o ensaio for realizado com picnômetro de 1000 cm^3, as quantidades de material são o dobro;
4. Pesa-se o instrumento utilizado, picnômetro ou balão volumétrico, anotando como M_1;

NOTA DOS AUTORES:

Neste tópico serão descritos os passos para o ensaio utilizando o picnômetro.

Figura 57. Amostra em cápsula, coberta, com água destilada

5. Coloca-se a amostra em um béquer de vidro com capacidade de 250 cm^3, com água destilada suficiente para cobrir todo o material, durante 12 h;

Com o restante do material, determina-se a umidade (w) pelo método da estufa de acordo com a ABNT NBR 6457/2016;

6. Retira-se a amostra e transfere-a para o copo de dispersão, lava-se a cápsula com água destilada para remover totalmente o material e acrescentar água destilada até metade do volume do copo. Dispersar durante 15 min;
7. Com o funil de vidro, coloca-se todo o material no picnômetro, lavando o copo de dispersão e o funil com água destilada para remoção de todo material;
8. Acrescentar água destilada até metade do picnômetro e aplicar vácuo de no mínimo 88 kPa (66 cm de Hg a 0 °C), durante 15 min, agitando o picnômetro em espaços de tempo regulares, ou procedendo a fase de ebulição em chapa aquecida durante 20 min;
9. Em seguida, deve-se adicionar água destilada até 1 cm abaixo da base do gargalo e aplicar a pressão de vácuo mencionada, durante o mesmo intervalo de tempo;

Se a remoção do ar aderente às partículas de determinados tipos de solo não for completa, colocar o picnômetro em banho-maria durante 30 min, no mínimo, (Figura 58), adicionando água destilada para contrabalançar a evaporação.

Figura 58. Processo de banho maria

10. Insere-se água destilada até 1 cm abaixo da marca de calibração do picnômetro e deixá-lo em descanso até atingir a temperatura ambiente;
11. Com um conta-gotas ou uma pipeta, coloca-se água destilada no picnômetro até que a base do menisco chegue até a marca de referência;
12. Enxuga-se o picnômetro, externa e internamente, até o menisco;
13. Pesa-se o conjunto (picnômetro + solo + água), anotando como M_2;
14. Seguidamente, deve-se anotar a temperatura T do conteúdo do picnômetro ou balão volumétrico.
15. Obter na curva de calibração, a massa do picnômetro, cheio de água até a marca de referência e anotar como M_3.

3.3.2. RESULTADO

Determinar a massa específica dos grãos do solo, utilizando a equação:

$$\rho_s = \frac{M_1 \times 100 \,/\, (100 + w)}{[M_1 \times 100 \,/\, (100 + w_i)] + M_3 - M_2} \times \rho_{a(T)} \qquad (7)$$

Onde:

ρ_s – massa específica dos grãos de solo (g/cm^3);

M_1 – massa do solo úmido em (g);

M_2 – massa do picnômetro + solo + água em (g), em temperatura T do ensaio;

M_3 – massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência;

w_i – umidade inicial da amostra;

$\rho_{a(T)}$ – massa específica da água, à temperatura T de ensaio, obtida no **Quadro 30**.

4. MASSA ESPECÍFICA APARENTE *IN SITU*

4.1. COM EMPREGO DO FRASCO DE AREIA

O método para determinação da massa específica aparente do solo, in situ, com emprego do frasco de areia, se aplica a solos de qualquer granulação que possam ser escavados com ferramentas de mão e com vazios naturais suficientemente pequenos, de forma a evitar que a areia usada no ensaio penetre neles. O material que está sendo ensaiado deve ser coeso e firme, de modo que as paredes da cavidade aberta permaneçam estáveis durante as operações a serem realizadas, não podendo ser aplicável quando ocorrer a possibilidade de percolação de água para o interior da cavidade.

4.1.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 7185/2016 – Solos – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia
- DNER-ME 092/1994 – Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia

4.1.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 7185/2016	DNER-ME 092/1994
Areia lavada e seca. de massa aparente conhecida, fração dos grãos entre 1,2 mm e 0,59 mm	X	
Areia lavada e seca. de massa aparente conhecida, fração entre 0,8 mm e 0,6 mm		X
Balança com capacidade de 10 kg e 1,5 kg, sensível a 1 g e 0,1 g respectivamente	X	X
Bandeja quadrada metálica, 30 cm de lado e com bordas de 2,5 cm de altura (com orifício circular no centro, dotado de rebaixo para apoio do funil)	X	X
Cilindro metálico de volume 2000 cm^3, com diâmetro interno igual ao do funil do frasco de areia	X	

(continuação)

	NBR 7185/2016	DNER-ME 092/1994
Frasco de vidro, metálico ou de plástico, com 3,5 L de capacidade (com gargalo rosqueado e funil provido de registro para atarraxar ao frasco)	X	X
Estufa capaz de manter umidade entre 105° e 110° C	X	X
Martelo de 1 kg	X	X
Nível de bolha	X	
Pá de mão (concha)	X	X
Peneiras de 1,2 mm e 0,59 mm	X	
Recipiente para amostra	X	X
Talhadeira de aço com 30 cm de comprimento	X	X

4.1.3. PROCEDIMENTO

1. Determinar o peso da areia correspondente ao volume do funil e do rebaixo do orifício na bandeja:

   a) Montar conjunto frasco + funil, com o frasco cheio de areia e pesar M_1. A NBR 7185/2016 especifica que o valor deve ter resolução de 1 g;

   b) Instalar o conjunto frasco + funil sobre a bandeja e essa, sobre uma superfície plana;

Figura 59. Conjunto do frasco de areia instalado

Fonte: Testesolo

b) Abrir o registro, deixando a areia escoar livremente até cessar seu movimento no interior do frasco.

c) Fechar o registro, retirar o conjunto frasco + funil, pesar estando o frasco com a areia restante M_2;

d) A massa da areia deslocada que encheu o volume do funil e do rebaixo do orifício da bandeja será $M_3 = M_1 - M_2$;

A NBR 7185/2016 indica a necessidade de se repetir o procedimento pelo menos duas vezes. Além disso, diz que a massa de areia utilizada nos cálculos deve ser a média de três determinações, com resultados individuais que não se diferenciam mais de 1% da média. A DNER-ME 092/1994 não especifica esse número de determinações.

2. Determinar a massa específica aparente da areia ρ_{areia}:

a) Montar o conjunto frasco + funil com o frasco cheio de areia e pesar M_4 ;

b) Colocar o conjunto frasco + funil sobre a bandeja e esta sobre a borda de um cilindro com volume V_c conhecido;

A DNER-ME 092/1994 especifica que o cilindro deve ter 10 a 15 cm de altura e diâmetro igual ou menor do que o orifício circular da bandeja. A NBR 7185/2016 especifica um cilindro de 200 cm^3.

c) Abrir o registro e deixar a areia escoar livremente até cessar o movimento no interior do frasco até cessar o seu movimento;

d) Fechar o registro, retirar o conjunto frasco + funil, com o frasco contendo a areia restante e pesar M_5 ;

e) A massa da areia que encheu o cilindro será: $M_6 = M_4 - M_5 - M$

f) A massa específica aparente da areia, em g/cm^3, será:

$$\rho_{areia} = \frac{M_6}{V_c} \qquad (8)$$

Onde:

V_c - Volume do cilindro (cm^3).

A NBR 7185/2016 indica a necessidade de se repetir o procedimento pelo menos duas vezes. Além disso, diz que a massa de areia utilizada nos cálculos deve ser a média de três determinações, com resultados individuais que não se diferenciam mais de 1% da média. A DNER-ME 092/1994 não especifica esse número de determinações.

3. Determinação da massa de areia que preenche a cavidade do terreno:

a) Limpar a superfície do solo onde será feita a determinação deixando-a plana e horizontal;

b) Colocar a bandeja na superfície e fazer uma cavidade cilíndrica no solo, limitada pelo orifício central da bandeja com a profundidade de 15 cm;

c) Recolher na bandeja o solo extraído da cavidade pesando M_w ;

d) *Tomar 100 g do solo e determinar a umidade w ;*

A norma DNER-ME 092/1994 solicita que a umidade seja determinada pelo processo da estufa, "Speedy" ou álcool e indica 100 g como quantidade de amostra. A NBR 7185/2016 solicita a determinação da umidade conforme a ABNT 6457 (método da estufa) e não especifica a quantidade da amostra.

e) Pesar o conjunto frasco + funil com o frasco cheio de areia M_7 ;

f) Instalar o conjunto frasco + funil de modo que o funil fique apoiado no rebaixo do orifício da bandeja;

g) Abrir o registro do frasco, deixando a areia escoar livremente até cessar o seu movimento no interior do frasco;

h) Fechar o registro, retirar o conjunto frasco + funil, pesar o conjunto com a areia que restar dentro dele M_8 ;

i) A massa da areia deslocada que preenche o funil, o orifício no rebaixo da bandeja e a cavidade no terreno é dada por: $M_9 = M_7 - M_8$

j) *A massa da areia que cobre a cavidade do solo é dada por: $M_{10} = M_9 - M_3$*

4.1.4. RESULTADOS

A massa específica aparente do solo seco "in situ", expressa em gramas (g) e com três algarismos significativos, é dada pela equação:

$$\rho_d = \rho_{areia} \times \frac{M_w}{M_{10}} \times \frac{100}{100 + w} \qquad (9)$$

Onde:

ρ_{areia} - massa específica aparente da areia (g/cm^3);

M_w - massa do solo extraído da cavidade no terreno (g);

M_{10} - massa de areia que preenche a cavidade no terreno (g);

w - teor de umidade do solo extraído da cavidade do terreno (%);

A DNER-ME 092/94 ainda apresenta o cálculo para a obtenção do grau de compactação pela fórmula abaixo.

$$GC = \frac{\rho_d}{\rho_{d\,(c)}} \qquad (10)$$

Onde, nesse caso, $\rho_{d\,(c)}$ será a massa específica aparente do solo seco, obtida em laboratório de acordo com o método exigido para a obra.

4.2. COM EMPREGO DO ÓLEO SAE 40

Esse método pode ser aplicado ao subleito e às camadas do pavimento de solos argilosos ou siltosos, ou destes, contendo materiais pedregulhosos ou britados que apresentem partículas de agregados salientes nas paredes da cavidade em que se realiza o ensaio. Seu procedimento e aparelhagem é muito similar ao método que emprega o frasco de areia.

4.2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-ME 037/1994 – Solo – Determinação da massa específica, in situ, com emprego do óleo.

4.2.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 037/94
Bandeja metálica com orifício central de 10 cm de diâmetro, para adaptação da base metálica	X
Balanças sensíveis a 1 g e 0,1 g	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 105° e 110 °C) ou instrumento que permita a determinação da umidade	X
Martelo de 1 kg	X
Pá de mão	X
Proveta de vidro incolor, com capacidade de 1000 ml, graduada em 1 ml	X
Recipiente que preserva a umidade	X
Reservatório para 5 litros de óleo	X
Talhadeira de aço com 30 cm de comprimento	X
Óleo SAE 40	X

4.2.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, limpa-se a superfície do solo onde será feita a determinação, deixando-a na horizontal;

2. Deve-se colocar bandeja nessa superfície e fazer uma cavidade cilíndrica no solo em função do orifício da bandeja com profundidade de 10 a 15 cm;
3. Coloca-se na bandeja o solo extraído, pesa-se e anota-se como M
4. Determina-se a umidade w_1 pelo método da estufa, "speedy" ou álcool com 100 g do solo recolhido;
5. Enche-se a proveta com óleo SAE-40 até 1000 ml, anota-se como V_1 ;
6. Deve-se despejar o óleo da proveta na cavidade e determinar o volume que permaneceu na proveta como V_2 ;

4.2.4. RESULTADOS

Os cálculos referentes a esse método se assemelham muito com as equações especificadas no método do balão de borracha, variando somente na nomenclatura de alguns parâmetros.

Volume da cavidade (V)

$$V = V_1 - V_2 \qquad (11)$$

Massa específica aparente do solo úmido ($\rho_{ap\,(w)}$)

$$\rho_{ap\,(w)} = \frac{M}{V} \qquad (12)$$

Massa específica aparente do solo seco (ρ_d)

$$\rho_d = \rho_{ap\,(w)} \times \frac{100}{100 + w_1} \qquad (13)$$

O resultado obtido neste cálculo é considerado como a massa específica aparente do solo seco em campo e é utilizado na determinação do grau de compactação, através da Equação 4.10, como $\rho_{d\,(c)}$.

4.3. COM EMPREGO DO CILINDRO DE ESCAVAÇÃO

Esse método é aplicado somente em solos com granulação fina, sem pedregulhos, coesivos e não muito duros.

4.3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 9813/2016 – Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego de cilindro de escavação

4.3.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 9813/2016
Balanças que permitam pesar nominalmente 1,5 kg e 10 kg, com resolução de 1 g e 0,1 g, respectivamente	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 105° e 110 °C)	X
Extrator de corpo de prova	X
Equipamento de cravação	X
Pá e picareta	X
Recipiente que acondiciona o cilindro de escavação e a amostra, preservando a umidade	X
Régua de aço biselada de 30 cm	X
Espátula de lâmina flexível	X

4.3.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se determinar a massa e o volume do cilindro utilizado:
   a) *Determinar a altura e o diâmetro interno (com resolução de 0,1 mm em 4 posições espaçadas) e determinar o volume com a média dos valores obtidos V_c em cm^3. Pesar e anotar a massa M_c com resolução de 1 g.*
   b) *Caso o cilindro apresente alguma parte danificada ou deformada, providenciar o reparo ou descartar e proceder com novas determinações de massa e volume.*
   c) *Operando com mais de um cilindro, deve-se repetir o processo no item (a), devendo identificar cada um por nome ou símbolo.*
2. Deve-se nivelar a superfície do terreno, retirando as partículas soltas;
3. Em seguida, lubrificar o interior do cilindro com óleo e assentar na superfície do solo montando o restante dos equipamentos;
4. Inicia-se a introdução do cilindro com o soquete de cravação mantendo a haste na vertical de forma contínua até que sua borda superior esteja a 1 cm da superfície do terreno;

Figura 60. Cravação do cilindro no solo

Fonte: Laboratório Técnico e Engenharia LTDA (2024)

5. Com a pá ou picareta, escava-se o terreno ao redor do cilindro, corta-se o solo por baixo do cilindro, no mínimo, 5 cm abaixo da borda inferior.
6. Depois de desmontar o conjunto de cravação, usando a espátula, remove-se o solo em excesso e nivelam-se as faces do cilindro com a régua;
7. A massa do cilindro com o solo M_t, deve ser obtida imediatamente para não perder umidade. Remove-se o corpo de prova do cilindro e determina-se o teor de umidade pelo método da estufa, utilizando de preferência a parte central da amostra.
8. Caso a amostra se encontre amolgada, fissurada ou contenha pedregulhos e raízes, deve-se repetir a operação. Além disso, deve-se refazer o ensaio caso o cilindro não esteja totalmente cheio ou apresente danificações.

4.3.4. RESULTADOS

Para calcular a massa específica aparente natural do solo in situ em g/cm^3, utilizar a equação:

$$\rho_n = \frac{M_t - M_c}{V_c} \qquad (14)$$

Para calcular a massa específica aparente seca do solo in situ em g/cm^3, utilizar a equação:

$$\rho_d = \rho_n \times \frac{100}{100 + w} \qquad (15)$$

Apresentar os resultados com três algarismos significativos (g/cm^3), e o teor de umidade do solo com um algarismo significativo (%). Além disso, deve-se indicar o método de determinação da umidade caso não tenha sido obtida pelo método da estufa.

5. MÉTODO DE DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO DE SOLOS NÃO COESIVOS

A norma que regulamenta o método de determinação do índice de vazios mínimos é a NBR 12051/1991, ela especifica a sua utilização para solos granulares, não coesivos, contendo no máximo 12% (em massa) de material que passa na peneira de 0,075mm. Além disso, apresenta o método para o cálculo da compacidade relativa correspondente a um determinado índice de vazios do material ensaiado. Para obter o índice de vazios mínimo, primeiro é necessário conhecer a massa específica aparente seca máxima, correspondente ao estado mais compacto que um solo não coesivo pode ser colocado em procedimento de laboratório.

Para determinação desse índice, pode-se utilizar quatro processos, utilizando equipamentos e unidades diferentes. O método A utiliza a mesa eletromagnética como componente principal do ensaio. Já o método B utiliza a mesa vibratória usada em ensaios de peneiramento em análise granulométrica. O número 1 adicionado ao método indica a utilização de material seco em estufa, já o número 2 indica a utilização de material úmido no ensaio.

O método B pode ser utilizado quando não se dispuser de mesa eletromagnética ou quando já existirem quantidades apreciáveis de ensaios com materiais semelhantes indicando que não há diferença significativa entre os dois métodos. Para cada um dos métodos, a granulometria deve atender aos quesitos do **Quadro 31**.

É importante destacar que a norma ABNT NBR 1205/1991 foi cancelada, entretanto a ABNT NBR 16843/2020 contém as diretrizes necessárias, sendo capaz de suprir as determinações para o ensaio de determinação do índice de vazios mínimos de solos não coesivos.

Quadro 31. Requisitos granulométricos para aplicação dos métodos

	Quantidade de material passante (% em massa)		Quantidade máxima de material passante (% em massa)	Quantidade máxima de material retido (% em massa)	
Peneira (mm)	75	19	0,075	38	9,5
38 a 75	100%	-	12%	30%	-
menor que 38	-	100%	12%	-	10%

Fonte: NBR 16843/2020

5.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 12051/1991 – Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos (expirada - sem substituição)
- ABNT NBR 16843/2020 – Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos

5.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 16840/2020		
	Aparelhagem geral	Método A	Método B
Balanças que permitam pesar nominalmente 40 kg e 10 kg, com resolução de 5 g e 1 g, respectivamente	X	X	X
bandeja metálica	X	X	X
conchas metálicas	X	X	X
cronômetro	X	X	X
escova de cerdas macias	X	X	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 105° e 110 °C)	X	X	X
Paquímetro	X	X	X
Pá e picareta	X	X	X
Peneira de 0,075 mm	X	X	X
Peneira de 4,8 mm	X	X	X
Peneira de 19 mm	X	X	X
Peneira de 38 mm	X	X	X
Peneira de 75 mm	X	X	X
Régua de aço biselada de 30 cm	X	X	X
Alça dotada de rosca para colocação e retirada do disco-base		X	
Barra de calibração metálica (opcional), com largura de aprox. 7 cm, altura de 0,5 cm e comp. adequado		X	
Cilindro de Proctor, com volume de 1 000 cm^3			X
Deflectômetro que possibilita medições de no mínimo 50 mm, com resoluções de 0,02 mm		X	
Disco-base da sobrecarga, para cada tamanho de molde, perfurado e dotado de três pinos para centralização da sobrecarga		X	X
Mesa vibratória eletromagnética de aço, com vibração vertical acionada por um vibrador eletromagnético do tipo impacto sólido, com massa maior que 45 kg.		X	

(continuação)

		NBR 16840/2020	
Mesa vibratória, do tipo utilizado para realizar o peneiramento de amostras na análise granulométrica.			X
Moldes cilíndricos metálicos padrões, com volumes nominais de 2 830 cm^3 e 14 200 cm^3		X	
Sobrecarga de seção circular dotada de alça para cada tamanho de molde		X	X
Suporte encaixável no guia do molde, ao qual fica acoplado um deflectômetro		X	
Tubo-guia com dispositivo de fixação ao molde, para cada tamanho de molde		X	
Tubo-guia, constituído por outro cilindro de Proctor solidário ao colarinho			X

5.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se preparar a amostra:

   a) Utilizando o repartidor de amostras ou quarteamento para formação das quantidades que serão mencionadas para os dois métodos;

   b) Para os métodos A.1 e B.1 a amostra deve ser seca em estufa na temperatura de 105 a 110 °C, até constância de massa, sendo posteriormente resfriada em recipiente adequado;

   c) Destorroar as agregações cimentadas cuidadosamente.

Para o método A:

Utilizar a quantidade de material e o molde em função do diâmetro máximo dos grãos, como apresentado na Tabela 7.

Quadro 32. Massa necessária de material e molde a ser usado

Diâmetro máximo dos grãos (mm)	Massa necessária de material seco (kg)	Volume do molde a ser usado (cm^3)
38 a 75	30	14200
menor que 38	6	2830

Fonte: NBR 16843/2020

Para o método B:

Utiliza-se a massa necessária de material seco como 2,5 kg

2. Para a calibração do aparelho é necessário seguir os métodos indicados na NBR 16843/2020, método da medição direta ou método do enchimento com água, ou encaminhar o equipamento para uma empresa certificada.

Será mencionado neste tópico apenas o método B de ensaio, por ser o mais simples de executar devido ao uso de aparelhagem mais acessível.

3. Método B (B.1 e B.2) – Mesa vibratória

a) Para o método B.1 (material seco) têm-se especificamente os primeiros passos a serem seguidos:

i. Separar a amostra de solo previamente seca em estufa e homogeneizá-lo

ii. Fixar o tubo-guia ao molde, garantindo o alinhamento deste

iii. Encher parcialmente com a amostra o conjunto com ajuda do funil, de forma que depois da vibração sobre de 1 a 2 cm acima do topo do molde

iv. Golpear a parede do molde com uma barra de metal/martelo de borracha/ripa de madeira para recalcar o material

b) Para o método B.2 (material úmido) têm-se especificamente os primeiros passos a serem seguidos:

i. Pode-se realizar o ensaio com amostra seca onde se acrescenta uma quantidade de água suficiente de modo não se acumular água livre no recipiente (e posteriormente deixar o solo em repouso por 30 min) ou também utilizar a amostra na sua umidade natural.

OBS: Quantidade de água estimada a acrescentar 500 cm^3 para cada 2 kg de amostra ou utilizar fórmula indicada na norma NBR 12051/1991.

a) Fixar o tubo-guia ao molde, garantindo o alinhamento destes

b) Colocar a amostra no solo no interior do conjunto com ajuda de uma concha em porções, golpeando a parte externa do molde no final de cada sequência, observando se uma quantidade de água se acumula na superfície da amostra, adicionando água em caso negativo

c) No final da última porção de amostra, retirar a água que aflorar na superfície evitando remoção de material observando que depois da vibração sobre de 1 a 2 cm acima do topo do molde

Para ambos os métodos, B.1 e B.2, proceder da seguinte forma:

a) Fixar o conjunto à mesa vibratória para realizar o peneiramento

b) Colocar o disco-base sobre a superfície da amostra e girar levemente algumas vezes para firmá-lo uniformemente em contato com a superfície do material

c) Colocar a sobrecarga correspondente sobre o disco e vibrar o conjunto contendo a amostra durante o tempo determinado anteriormente no item de calibração

d) Desmontar o conjunto da mesa vibratória, remover a sobrecarga, o disco e o tubo-guia e nivelar o excesso de amostra do solo com a régua

e) Retirar com a escova o material que tenha se depositado na base do molde ou aderido à sua parede

Para determinação da massa de solo seco para o método B.1, determinar e anotar a massa do molde preenchido com a amostra de solo M_2. Calcular a massa da amostra de solo contida no molde pela subtração da massa do molde vazio

$$M_s = M_2 - M_1 \qquad (4.16)$$

Para determinação da massa de solo seco pelo método B.2

1. Determinar e anotar a massa do molde preenchido com a amostra de solo M_2.
2. Remover toda a amostra úmida do molde para um recipiente de massa conhecida, inclusive as partículas aderidas utilizando lavagem e proceder com a secagem do material em estufa.
3. Determinar a massa da amostra seca como M_s

Para os dois métodos, repetir as operações mencionadas com amostras não ensaiadas para obter pelo menos três valores de massa. Pode-se proceder com o reuso de material caso não tenha ocorrido quebra excessiva dos grãos.

OBSERVAÇÕES:

Os métodos B.1 e B.2 podem ser utilizados somente quando não se dispuser da mesa eletromagnética de vibração vertical. Pela dificuldade de padronização e pelo menor volume de recursos que o equipamento correspondente oferece, os resultados obtidos podem revelar-se menos satisfatórios.

Recomenda-se a realização do ensaio pelos dois processos (via úmida e via seca em estufa), por ocasião de um novo trabalho ou quando houver mudança no tipo de material, visto que para alguns solos o ensaio realizado por via úmida pode fornecer um índice de vazios mínimo significativamente menor do que o ensaio realizado por via seca.

Para cada um dos métodos, a granulometria deve atender ao indicado no Quadro 32.

5.4. RESULTADO

Calcular a massa específica aparente seca da amostra em g/cm^3 em casa determinação com a expressão:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_s} \qquad (16)$$

Onde:

M_s = Massa da amostra de solo seca, em g;

V_s = Volume da amostra do solo densificado = Volume do molde em cm^3 = V_m .

Os valores obtidos não devem diferir da média mais de 1,5% para areia fina ou média e 2,5% para outra. O valor médio obtido será denominado massa específica aparente seca máxima.

Calcular o índice de vazios mínimo da amostra com a expressão:

$$e_{mín} = \left(\frac{\rho_s}{\rho_{d\ máx}}\right) - 1 \qquad (17)$$

Onde:

ρ_s - massa específica dos grãos da amostra do solo determinada de acordo com a MB-28 ou 29 em g/cm^3 .

$\rho_{d\ máx}$ - é a massa específica aparente seca máxima da amostra do solo, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm3).

O índice de vazios mínimo deve ser expresso com aproximação de 0,01. Indicar o método de ensaio e o molde utilizado.

5.5. EXEMPLO RESOLVIDO

Exemplo 1:

Quadro 33. Exemplo 1

Teor de umidade						Massa de sólidos		
Cápsula	#	P 118	P 200	P 193		Massa da amostra	g	60,95
Solo + cápsula	g	21,82	25,54	24,87	Inicial	Teor de umidade	%	21,13
Sólidos cápsula	g	19,95	23,50	22,81		Massa de sólidos	g	50,29
Massa da cápsula	g	11,12	13,95	12,93		Pyrex:26		
Massa de água	g	1,87	2,04	2,06	Final	Pyrex + sólidos	g	667,83
Massa de sólidos	g	8,83	9,55	9,88		Massa do pyrex	g	617,73
Teor de umidade	%	21,18	21,36	20,85		Massa de sólidos	g	50,10
Observação: amostra indeformada								

Dados do ensaio						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Picnômetro	#	#:8		M(p)=164,53g		
Temperatura de ensaio	°C	15,00	17,00	19,50	23,00	24,50
Picnômetro + sólidos + água: M1	g	695,94	695,83	695,63	695,31	695,06
Picnômetro + água: M2	g	663,43	663,30	663,15	662,71	662,30
Massa de sólidos: Ms	g	50,10				
Massa específica da água	°C	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Massa específica dos sólidos	°C	2,85	2,85	2,84	2,85	2,88
Fator K= ρw(T)/ρw(20)	#	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Massa específica dos sólidos:20°C	g/cm^3	2,85	2,85	2,84	2,85	2,88

Critérios de rejeição de valores				
Determinações	ρs(médio)	Δρs	Intervalo de variação	Rejeição
5	2,85	±0,02	2,83-2,87	2,89
4	2,85		2,83-2,87	Nenhuma
Massa específica dos sólidos: ρs(20)			g/cm^3	2,85

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 34**, apresenta um exemplo resolvido na obtenção da massa específica de sólidos mediante a realização do ensaio apresentado neste capítulo. Para uma melhor compreensão, será descrito os passos realizados para a confecção da tabela, que serão apresentados a seguir:

Primeiro passo: Determinar o teor de umidade

Quadro 34. Teor de umidade

Teor de umidade				
Cápsula	#	P 118	P 200	P 193
Solo+cápsula	g	21,82	25,54	24,87
Sólidos+cápsula	g	19,95	23,5	22,81
Massa da cápsula	g	11,12	13,95	12,93
Massa de água	g	1,87	2,04	2,06
Massa de sólidos	g	8,83	9,55	9,88
Teor de umidade	%	21,18	21,36	20,85

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 34**, apresenta uma composição para obtenção do teor de umidade das amostras estudadas. Para a realização deste cálculo, foram coletadas três pequenas amostras e colocadas em cápsulas, onde a massa dessas cápsulas deve ser conhecida. Em seguida, foram coletados os dados destacados em cinza, mediante a realização do ensaio, onde inicialmente deve-se pesar a amostra dentro da cápsula, levando-as para a estufa até constância de massa. Em seguida, deve ser pesado a massa dos sólidos com a cápsula para completar a tabela e possibilitar a realização dos cálculos.

Para demonstração deste cálculo, serão utilizados somente os dados da cápsula P 118. Logo, através dos valores apresentados a massa de água é dada por:

$$m_{água} = m_{solo+cápsula} - m_{sólidos+cápsula}$$

$$m_{água} = 21{,}82 - 19{,}95$$

$$m_{água} = 1{,}87\ g$$

E a massa dos sólidos:

$$m_{sólidos} = m_{sólidos+cápsula} - m_{cápsula}$$

$$m_{sólidos} = 19{,}95 - 11{,}12$$

$$m_{sólidos} = 8{,}83\ g$$

Por fim, para completar os valores destacados em amarelo, deve-se calcular o teor de umidade para cada amostra que serão calculadas utilizando os dados anteriores aplicados na fórmula a seguir.

$$w = \frac{m_{água}}{m_{sólidos}} \times 100$$

$$w = \frac{1{,}87}{8{,}83} \times 100$$

$$w = 21{,}18\%$$

Segundo passo: Massa dos sólidos

Quadro 35. Massa dos sólidos

Massa de sólidos			
Inicial	Massa da amostra	g	60,95
	Teor de umidade	%	21,13
	Massa de sólidos	g	50,29
Final	Pyrex:26		
	Pyrex+sólidos	g	667,83
	Massa do pyrex	g	617,73
	Massa de sólidos	g	50,1

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

Para a montagem da tabela 10, devem ser coletadas as massas da amostra, dos sólidos, do pyrex com sólidos e do pyrex. E, para a parte destacada em amarelo, o teor de umidade será o valor médio obtido das três amostras anteriormente, que deve ser calculado utilizando a fórmula a seguir.

$$w_m = \frac{w_1 + w_2 + w_3}{3}$$

$$w_m = \frac{21{,}18 \ + \ 21{,}36 \ + \ 20{,}85}{3}$$

$$w_m = 21{,}13\%$$

Por fim, deve-se obter a massa de sólidos presente no pyrex, que pode ser calculada a partir da fórmula abaixo:

$$m_s = m_{pyrex+sólidos} - m_{pyrex}$$

$$m_s = 667{,}83 - 617{,}73$$

$$m_s = 50{,}10\ g$$

Terceiro passo: Dados do ensaio

Quadro 36. Dados do ensaio

Dados do ensaio						
Determinação	#	1	2	3	4	5
Picnômetro	#	#:8		M(p)=164,53g		
Temperatura de ensaio	°C	15,00	17,00	19,50	23,00	24,50
Picnômetro + sólidos + água: M2	g	695,94	695,83	695,63	695,31	695,06
Picnômetro + água: M1	g	663,43	663,30	663,15	662,71	662,30
Massa de sólidos: Ms	g	50,10				
Massa específica da água: $\rho_w(T)$	°C	0,99910	0,99877	0,99831	0,99753	0,99717
Massa específica dos sólidos	°C	2,85	2,85	2,84	2,85	2,88
Fator K= ρw(T)/ρw(20)	#	1,0009	1,0006	1,0001	0,9993	0,9990
Massa específica dos sólidos:20°C	g/cm^3	2,85	2,85	2,84	2,85	2,88

Fonte: Adaptado do Nogueira (1995)

No
Quadro 36, os valores destacados em cinza, a temperatura, massa M1 e M2 devem ser coletados durante a realização do ensaio. Já a massa de sólidos (Ms) será o valor obtido anteriormente, apresentado na tabela 10. Logo abaixo, os valores da massa específica da água para cada temperatura especificada devem ser inseridos, esses valores podem ser pesquisados.

Os valores para massa específica dos sólidos, destacados em amarelo, podem ser calculados utilizando a fórmula abaixo. Para isso serão utilizados os valores da determinação 1 para demonstração dos cálculos deste passo da resolução.

$$\rho_s = \frac{m_s}{m_s + M_1 - M_2} \times \rho_w$$

$$\rho_s = \frac{50{,}10}{50{,}10 + 663{,}43 - 695{,}94} \times 0{,}99910$$

$$\rho_s = \frac{50{,}10}{82{,}61} \times 0{,}99910$$

$$\rho_s \equiv 2{,}85\ g/cm^3$$

Já, o fator K, utilizado para converter o valor da massa específica dos sólidos para qualquer temperatura de ensaio na massa específica dos sólidos em uma temperatura específica. O cálculo para obter o valor deste coeficiente é apresentado na fórmula a seguir:

$$K = \frac{\rho_w(T)}{\rho_w(20°C)}$$

$$K = \frac{0{,}9991}{0{,}9982}$$

$$K = 1{,}0009$$

Em seguida, com os valores do coeficiente K, pode-se converter os valores da massa específica dos sólidos, onde deve ser aplicado a fórmula abaixo.

$$\rho_s(20°C) = \rho_s \times K$$

$$\rho_s(20°C) = 2{,}85 \times 1{,}0009$$

$$\rho_s(20°C) \equiv 2{,}85\ g/cm^3$$

Quarto passo: Avaliação dos resultados

Quadro 37. Critérios de rejeição dos valores

Critérios de rejeição de valores				
Determinações	ρs(médio)	Δρs	Intervalo de variação	Rejeição
5	2,85	±0,02	2,83-2,87	2,88
4	2,85		2,83-2,87	Nenhuma
Massa específica dos sólidos: ρs(20)			g/cm^3	2,85

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

Para determinar um valor único para a massa específica dos sólidos pode ser aplicado um critério de rejeição exposto na tabela 12. Este critério pode ser descrito considerando um número específico de determinações, inicialmente são consideradas todas as 5 determinações e calculada o valor médio da massa específica dos sólidos entre eles, usando a fórmula a seguir:

$$\rho_{s-20°C}(5) = \frac{\rho_s(1) + \rho_s(2) + \rho_s(3) + \rho_s(4) + \rho_s(5)}{5}$$

$$\rho_{s-20°C}(5) = \frac{2{,}85 + 2{,}85 + 2{,}84 + 2{,}85 + 2{,}88}{5}$$

$$\rho_{s-20°C}(5) \equiv 2{,}85\ g/cm^3$$

Com o valor médio, é considerado um intervalo de ±0,02 para a avaliação de rejeição. Em seguida, com esse intervalo pondera-se se os valores das 5 determinações se encontram neste intervalo. No caso a seguir, uma das determinações não estava presente no intervalo e teve o valor rejeitado.

Semelhante ao processo anterior, agora será feito o cálculo com quatro determinações, usando a fórmula abaixo:

$$\rho_{s-20°C}(4) = \frac{\rho_s(1) + \rho_s(2) + \rho_s(3) + \rho_s(4)}{4}$$

$$\rho_{s-20°C}(4) = \frac{2{,}85 \ + \ 2{,}85 \ + \ 2{,}84 \ + \ 2{,}85}{4}$$

$$\rho_{s-20°C}(4) \equiv 2{,}85 \ g/cm^3$$

Com essas considerações, todos os valores das determinações estavam presentes no intervalo obtido, e assim o valor médio encontrado é considerado o valor da massa específica dos sólidos, ou seja, $\rho_s = 2{,}85 \ g/cm^3$.

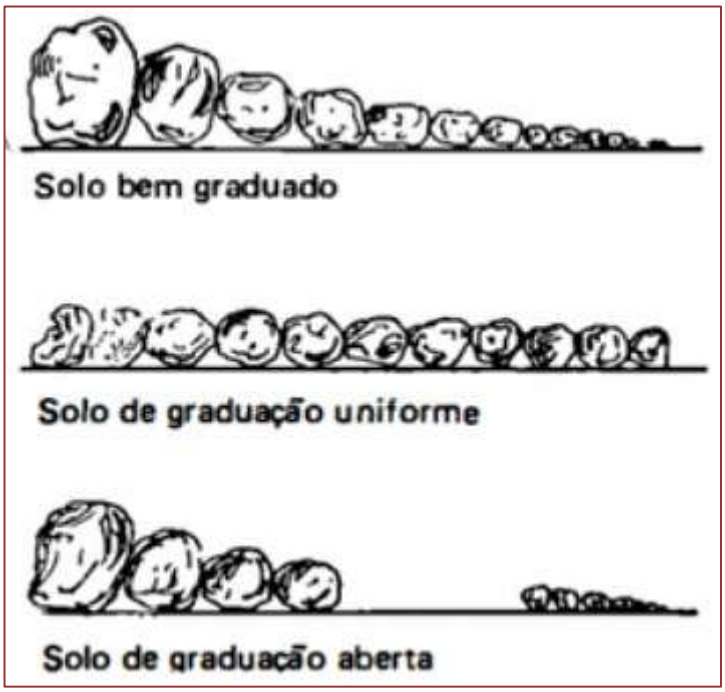
CAPÍTULO

05 Análise Granulométrica

1. INTRODUÇÃO

Nos solos, se encontram partículas com diferentes dimensões, que convivem entre si muitas vezes com aspecto de aglomeração, sendo difícil de identificá-las separadamente. A análise granulométrica é um dos ensaios empregados para identificação das partículas constituintes do solo, fornecendo informações importantes em forma de gráfico. Essa análise reconhece o tamanho dos grãos de um solo a partir de um procedimento que consiste em peneiramento para solos grossos (areias e pedregulhos) e/ou sedimentação para solos finos (siltes e argilas). Quando o solo é formado por uma parcela de solo grosso e de solo fino, essa determinação é feita através de um peneiramento e sedimentação realizados simultaneamente. Na **Figura 61** temos uma ilustração de como pode-se encontrar uma variedade de grãos dentro de uma amostra (PINTO, 2006).

Figura 61. Tamanho dos grãos

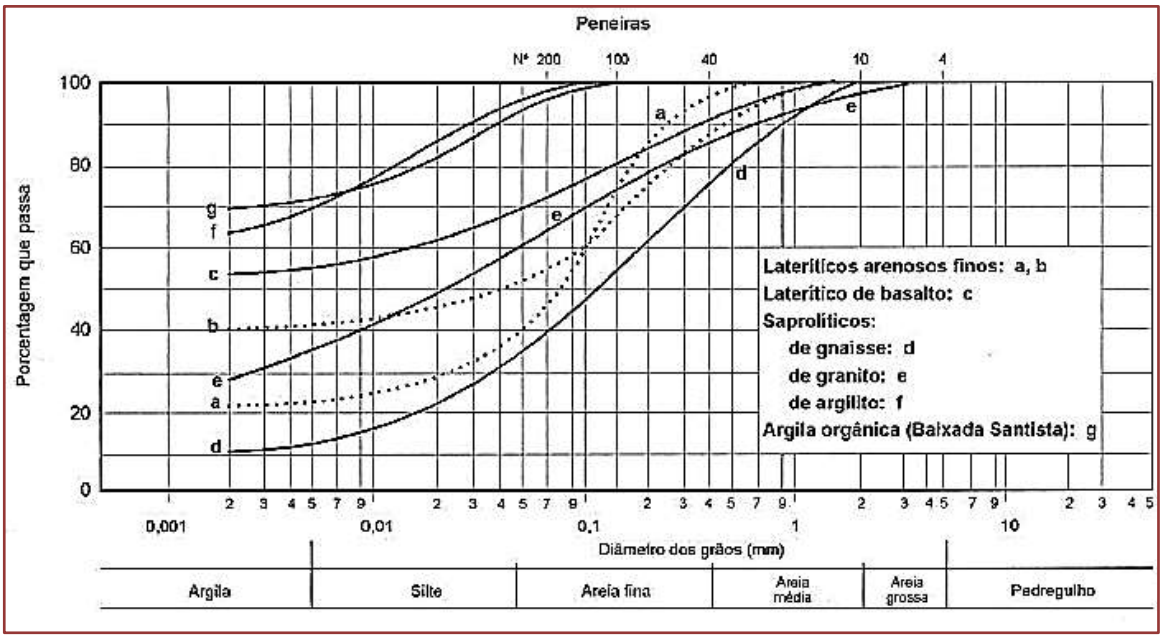


Fonte: Marinho (2020)

O método para determinar a granulometria do solo por peneiramento calcula o peso do material que passa em cada peneira em relação ao peso seco da amostra

(porcentagem passante), sendo representado em forma de gráfico em função da abertura da peneira (em escala logarítmica) que é o considerada como o diâmetro equivalente das partículas de solo como mostra a Figura 62 (PINTO, 2006).

Figura 62. Exemplo de curva de distribuição granulométrica de alguns solos brasileiros



Fonte: Pinto (2006)

Quando o solo possui grande parte de finos, emprega-se a técnica de sedimentação, baseada na Lei de Stokes, onde a velocidade de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera e do fluido, da viscosidade e do diâmetro das esferas (nesse caso o que se determina é um diâmetro equivalente, pois as partículas de solo não são esferas perfeitas). Nesse método, são determinadas as densidades de suspensão com um densímetro, que indica a profundidade correspondente. Com diversas leituras do densímetro em vários intervalos de tempo se determina o número de pontos na curva granulométrica complementando a parte da curva obtida por peneiramento (PINTO, 2006).

O resultado do ensaio, ou seja, a curva granulométrica, junto com a escala que define os intervalos de variação dos tamanhos das partículas para cada um dos grupos com dimensões similares, pode ser utilizada na classificação dos solos, ou seja, no processo de definir a sua nomenclatura. Além disso, o gráfico fornece os valores do diâmetro efetivo e dos demais diâmetros necessários ao cálculo dos coeficientes de não uniformidade e de curvatura, dos materiais granulares ou da fração grossa de um solo (NOGUEIRA, 2005)

A análise granulométrica possui como primeira fase a avaliação tátil visual, trata-se de uma estudo preliminar feito em campo ou em laboratório, com seus passos detalhados expostos no Capítulo II deste manual.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Em casos de solos contendo parcela de grossos e finos, sendo esse caso o mais comum, as normas que regulamentam o método de obtenção da análise granulométrica são a NBR 7181/2016 e a DNER-ME 051/94 que preveem a utilização de peneiramento e/ou sedimentação no procedimento de ensaio.

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 7186/16 – Solo – Análise granulométrica
- DNER-ME 051/94 – Solos – Análise granulométrica

2.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 051/94	NBR 7186/16
Balança com capacidade de 20 kg, sensível a 0,1 g	X	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 110° ± 5° C)	X	X
Aparelho de dispersão	X	X
Agitador mecânico	X	X

(continuação)

	DNER-ME 051/94	NBR 7186/16
Bagueta de vidro		
Béquer de vidro de 250 cm^3	X	X
Bisnaga		X
Cápsula metálica		X
Cápsula de porcelana de 500 ml	X	
Cronômetro	X	
Recipiente que proteja da umidade		X
Relógio		X
Densímetro de bulbo simétrico	X	X
Escova com cerdas metálicas		X
Peneiras de 50 mm a 0,075 mm	X	X
Proveta de vidro de 1000 cm^3		X
Tanque para banho	X	X
Termômetro graduado em 0,5° C de 0 a 60° C	X	X

2.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se consultar o capítulo 1 deste manual e verificar o procedimento e a quantidade de amostra indicada pelas normas regulamentadoras;

   a) A NBR 7181 prevê a utilização da NBR 6457 para determinar a quantidade de amostra. Já segundo a DNER 051, deve-se consultar a DNER-ME 041/94 para obter as informações necessárias sobre a amostragem.

2. Após a obtenção das quantidades determinadas, passar o material na peneira de 2,0 mm, desmanchando no almofariz todos os torrões existentes. Esse processo é feito para assegurar a retenção na peneira somente dos grãos maiores que a abertura da malha;

   a) A NBR 7181 prevê o uso da escova de cerdas metálicas para retirar os grãos retidos nas malhas da peneira em todos os processos que envolvem peneiramento.

3. Lava-se a parte retida na peneira de 2,0 mm para eliminar o material fino ainda aderidos os grãos e deixa-se secar em estufa a 105 °C ou 110 °C, até constância de massa;

4. Separa-se esse material obtido (retido na peneira de 2,00 mm) para ser usado no peneiramento grosso.

Para obtenção da distribuição granulométrica do material apenas por peneiramento, a NBR 7181/2016 menciona os itens a seguir, enquanto a DNER-ME 051/94 não faz essa separação:

a) Separar e pesar 120 g do material que passou na peneira de 2,0 mm, anotando como M_w ;

b) Segundo a NBR 7181, deve-se separar 100 g para determinação da umidade higroscópica conforme a NBR 6457.

c) Lavar esse material na peneira de 0,075 mm com água potável a baixa pressão e prosseguir com o peneiramento descrito a seguir:

Figura 63. Amostra lavada na peneira de 0,075 mm

2.4. PENEIRAMENTO

2.4.1. PARA PENEIRAMENTO FINO:

1. Separa-se o material retido na peneira de 0,075 mm e seca-lo em estufa, à temperatura de 105° a 110° C, até constância de massa;
2. Deve-se organizar as peneiras de 1,2mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm, 0,075 mm, passar o material e ativar o agitador mecânico;

Figura 64. Conjunto de peneiras organizadas no agitador mecânico

3. Anota-se, com resolução de 0,01 g as massas retidas acumuladas em cada peneira.

2.4.2. PARA PENEIRAMENTO GROSSO:

1. Pesa-se o material retido na peneira de 2,0 mm, referente a parte anterior de obtenção de amostra, anotando como M_g;
2. Deve-se organizar as peneiras de 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19 mm, 9,5 mm e 4,8 mm, passar o material e ativar o agitador mecânico;
3. Anota-se, com resolução de 0,01 g as massas retidas acumuladas em cada peneira.

Em caso de solos uniformes, pode ser necessário utilizar peneiras intermediárias entre as indicadas nos procedimentos. Caso o tipo de solo necessite do processo de peneiramento e sedimentação para obtenção da curva granulométrica, seguir os passos abaixo:

2.5. SEDIMENTAÇÃO

1. Separam-se 120 g de solos arenosos, e, 70 g de siltosos e argilosos, do material que passou na peneira de 2,0 mm, para a sedimentação e o peneiramento fino, descrito anteriormente;
2. Determina-se a massa deste material e anota-se como M_w;
3. Para determinação da umidade higroscópica, deve-se separar 100 g de acordo com a NBR 6457, segundo a NBR 7181, ou 10 g de acordo com a fórmula abaixo segundo a DNER-ME 051/94:

$$w = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \qquad (1)$$

Onde:

w – teor de umidade, em %;

M_h – massa do material úmido, em g;

M_s – massa do material seco em estufa a 105 – 110 °C até constância de peso com aproximação de 0,01 g.

4. Adiciona-se, então, o material obtido ao béquer de 250 cm^3 e utilizando a proveta, acrescenta-se o defloculante (125 cm^3 de solução de hexametafosfato de sódio com a concentração de 45,7 g do sal por 1000 cm^3 de solução), deve-se agitar o béquer até que o todo o material fique imerso, mantendo em repouso por 12 h;

   a) *Essa solução deve ser tamponada com carbonato de sódio até que atinja um pH entre 8 e 9, evitando assim a reversão da solução para ortofosfato de sódio.;*

   b) *Segundo a DNER-ME 051/94, pode-se usar outros dispersores: polifosfato de sódio com concentração de 21,6 g/l de solução, trifosfato de sódio com a concentração de 18,8 g/l de solução e tetrafosfato de sódio com concentração de 35,1 g/l de solução.*

Figura 65. Material dentro do béquer com o defloculante

5. Após essa etapa, coloca-se a mistura no copo de dispersão, com auxílio da bisnaga e água destilada, para retirar todo o material aderido ao béquer. Adiciona-se água destilada até que seu nível fique 5 cm abaixo das bordas do copo;

6. Ligar o aparelho dispersor durante 15 minutos;

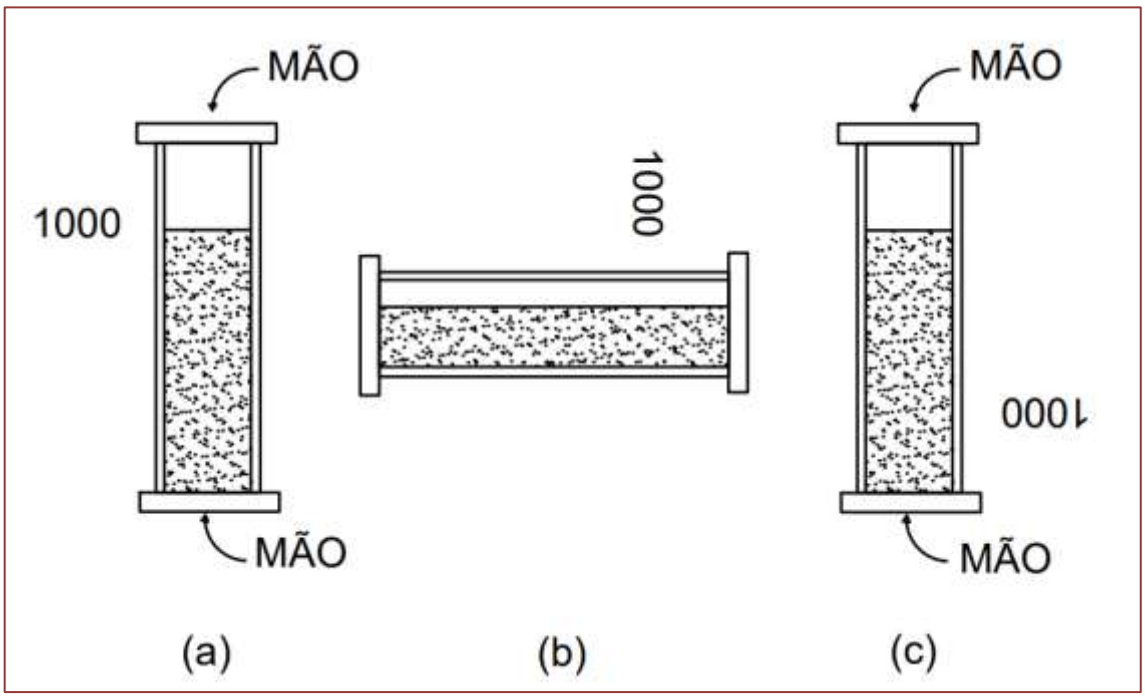
   a) *A NBR 7181/2016 recomenda que solos contendo grãos capazes de sofrerem quebra devem ser dispersos em um intervalo de tempo menor;*

b) A DNER-ME 051/94 recomenda que os solos com índice de plasticidade (IP) menor que 5 podem ser dispersados em 5 minutos, os solos com IP entre 5 e 20 utilizar 10 minutos, solos com índice de plasticidade maior que 20, utilizar 15 minutos, e solos com muita porcentagem de mica, dispersar em 1 minuto.

Figura 66. Material dentro do copo dispersor

7. Em seguida, transferir a dispersão para a proveta com auxílio da bisnaga e água destilada para remover todo o material do copo. Adicionar água destilada até atingir o traço correspondente a 1000 cm^3 ;
8. Logo depois, colocar a proveta no tanque para banho ou em local com temperatura constante controlada. Agitar frequentemente com baqueta de vidro para manter as partículas em suspensão.
9. Logo que a dispersão chegar na temperatura de equilíbrio, tampar a proveta com uma mão e com a outra fazer movimentos enérgicos de rotação, durante 1 min, pelo quais a boca da proveta passe de cima para baixo e vice-versa;

Figura 67. Proveta sendo submetida a movimentos de rotação manual



Fonte: Adaptado Nogueira (2005)

10. Seguidamente, deve-se colocar a proveta sobre a mesa, anotar a hora exata do início da sedimentação e mergulhar cuidadosamente o densímetro na dispersão;
11. Efetuar as leituras do densímetro correspondentes aos tempos de sedimentação (t) de 0,5 min, 1 min e 2 min. Retira lentamente o densímetro da dispersão;

    Observações recomendadas sobre as leituras do densímetro:

    a) A NBR 7181/2016 recomenda repetir as três primeiras leituras. Ou seja, deve-se agitar de novo a proveta e refazer as leituras para os tempos de 0,5 min, 1 min e 2 min;

    b) Nos 15 s a 20 s antes de cada leitura, mergulha-se lentamente o densímetro na dispersão. Após o densímetro ter ficado em equilíbrio, as leituras devem ser efetuadas na parte superior do menisco, com interpolação de 0,0005. (A DNER-ME 051/94 fala de 0,0002 como aproximação);

    c) Após cada leitura, exceto as duas primeiras, deve-se medir a temperatura da dispersão, com resolução de 0,1 °C e retirar o densímetro da dispersão e colocá-lo em uma proveta com água limpa, à mesma temperatura da dispersão;

    d) Caso não se esteja em local de temperatura constante, colocar a proveta no banho, onde permanecerá até a última leitura.

Figura 68. Densímetro dentro da dispersão com leituras sendo executadas

12. Deve-se fazer as leituras nos tempos de sedimentação (t) de 4 min, 8 min, 15 min e 30 min e 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, e 24 h, a contar do início da sedimentação;
    a) Segundo a DNER-ME 051/94, as leituras correspondentes a 2, 8 e 24 horas, são facultativas. Além disso, a DNER-ME 051/94 determina a última leitura às 25 horas.
13. Realizada a última leitura, adicionar o material da proveta na peneira de 0,075 mm, e remover com água de todo o material que tenha aderido às suas paredes;
14. Fazer a lavagem do material na peneira mencionada, empregando-se água potável à baixa pressão;

Figura 69. Amostra sendo lavada na peneira

15. Secar em estufa e proceder com o peneiramento fino já descrito anteriormente.

2.6. RESULTADO

Para calcular a massa total da amostra seca, deve-se utilizar a equação a seguir:

$$M_s = \frac{(M_t - M_g)}{(100 + W_{hig})} \times 100 + M_g \qquad (2)$$

Onde:

M_s – massa total da amostra seca;

M_t – massa da amostra seca em temperatura ambiente;

M_g – massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm;

W_{hig} – umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm.

Nota DNER-ME 051/94: O cálculo supõe que as partículas retidas na peneira de 2,00 mm e secas ao ar não contenham umidade higroscópica.

- Peneiramento grosso:

Deve-se calcular as porcentagens de materiais que passam nas peneiras de 50 mm, 38 mm, 25 mm, 19 mm, 9,5 mm, 4,8 mm e 2,0 mm, utilizando a seguinte equação:

$$Q_g = \frac{(M_s - M_r)}{M_s} \times 100 \qquad (3)$$

Onde:

Q_g – porcentagem de material passado em cada peneira;

M_s – massa total da amostra seca;

M_r – massa do material retido acumulado em cada peneira.

- Peneiramento fino

Deve-se calcular as porcentagens de materiais que passam nas peneiras de 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm, utilizando-se a equação a seguir:

$$Q_f = \frac{M_w \times 100 - M_r\,(100 + W_{hig})}{M_w \times 100} \times N \qquad (4)$$

Onde:

W_{hig} – umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm;

M_r – massa do material retido acumulado em cada peneira;

M_w – massa do material úmido submetido ao peneiramento fino ou à sedimentação, conforme o ensaio tenha sido realizado apenas por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento, respectivamente;

N – porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm, calculada conforme indicado em.

- Sedimentação

Para obter a porcentagem dos materiais em suspensão, deve-se calcular as porcentagens correspondentes a cada leitura do densímetro, referidas à massa total da amostra, utilizando a seguinte equação:

$$Q_s = N \times \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_{md})} \times \frac{V\,\rho_{ac}\,(L - L_d)}{\frac{M_w}{(100 + W_{hig})} \times 100} \qquad (5)$$

Onde:

N – porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm;

Q_s – porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro;

V – volume da proveta igual a 1 000 cm^3;

ρ_s – massa específica dos grãos do solo (g/cm^3);

ρ_{md} – massa específica do meio dispersor na temperatura de calibração do densímetro (20 °C) em (g/cm^3);

ρ_{ac} – massa específica da água na temperatura de calibração do densímetro (20 °C), utilizando o valor de 1,000 g/cm^3;

L – leitura do densímetro na suspensão;

L_d – leitura do densímetro no meio dispersor;

M_w – massa do material úmido submetido à sedimentação (g);

W_{hig} – umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm.

Na DNER-ME 051/94, a fórmula geral para obtenção das porcentagens dos materiais em suspensão é similar a essa apresentada. A diferença entre elas é que a parte da fórmula ($L - L_d$), na DNER é substituída pelo cálculo ($L_c - 1$).

Onde:

L_c – leitura corrigida do densímetro ($L_c = L + R$) em que L é a leitura na parte superior do menisco e R a correção devida ao menisco e à variação de densidade do meio dispersor proveniente da adição do defloculante e da variação da temperatura, obtida da calibração do densímetro do ensaio.

> Nota DNER-ME 051/94:
>
> Aconselha-se escrever as leituras do densímetro e da correção somente os algarismos à direita da vírgula, e de passar estas 3 casas para a direita, assim a leitura L = 1,0154 e a correção + 0,0012 serão anotadas como L = 15,4 e R = + 1,2. Segundo essa convenção, a expressão 1000 ($L_c - 1$) da fórmula passa a ser a soma L + R (15,4 + 1,2 = 16,6).

- Diâmetro das partículas de solo em suspensão

Os diâmetros das partículas, determinados pela lei de Stokes, são "diâmetros equivalentes", isto é, diâmetros de partículas esféricas de massa específica igual a de solos em suspensão que cairiam com as mesmas velocidades que as partículas de solo. Calcular o diâmetro máximo das partículas em suspensão, no momento de cada leitura do densímetro, utilizando a seguinte equação (Lei de Stokes):

$$d = \sqrt{\frac{1800\,\mu}{\rho_s - \rho_{md}} \times \frac{z}{t}} \qquad (5.6)$$

Onde:

d – diâmetro máximo das partículas (mm);

μ – coeficiente de viscosidade do meio dispersor, à temperatura de ensaio, em g x s/cm^2;

z – altura de queda das partículas, com resolução de 0,1 cm, correspondente à leitura do densímetro (cm) (ver item 3.5);

t – tempo de sedimentação (s);

ρ_s – massa específica dos grãos do solo, determinada de acordo com o capítulo 4 deste livro (g/cm^3);

ρ_{md} – massa específica do meio dispersor, à temperatura de ensaio (g/cm^3).

Nota DNER-ME 051/94:

A altura de queda das partículas é medida pela distância entre o centro de volume do densímetro e a superfície livre da suspensão

Notas NBR 7181/2016:

Considerar $\rho_{md} = 1{,}000\ g/cm^3$ e μ correspondente ao coeficiente de viscosidade da água; Usar interpolação linear para temperaturas intermediárias.

Quadro 38. Viscosidade da água (Valores em 10- 6 g × s/cm^2)

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	13,36	12,99	12,63	12,3	11,98	11,68	11,38	11,09	10,81	10,54
20	10,29	10,03	9,8	9,56	9,34	9,13	8,92	8,72	8,52	8,34
30	8,16	7,98	7,82	7,66	7,5	7,45	7,2	7,06	6,92	6,79

Fonte: NBR 7181/2016S

OBSERVAÇÕES:

O resultado deve ser apresentado de forma gráfica (curva granulométrica da Figura 2), onde na abscissa ficam os diâmetros das partículas, em escala logarítmica, e na ordenada, as porcentagens das partículas passantes ou retidas referentes aos diâmetros considerados, em escala aritmética. A escala das ordenadas é crescente, de baixo para cima e a das abscissas cresce a partir da esquerda.
Nota NBR 7181/2016:
O diâmetro máximo das partículas em suspensão, no momento de cada leitura do densímetro, pode também ser determinado pelo método gráfico de Casagrande. (ESSE MÉTODO É MENCIONADO NA NBR E É EXPLICADO NA DNER).

Para identificação das características de uniformidade e graduação dos solos, os seguintes índices podem ser obtidos diretamente do gráfico:

- D10 ou De: é o diâmetro correspondente a 10% do peso total de todas as partículas menores que ele. Fornece uma das informações necessárias para o cálculo da permeabilidade, utilizado no dimensionamento de filtros e drenos.
- D30 e D60: diâmetros correspondentes a 30% e 60% em peso total das partículas menores que eles.

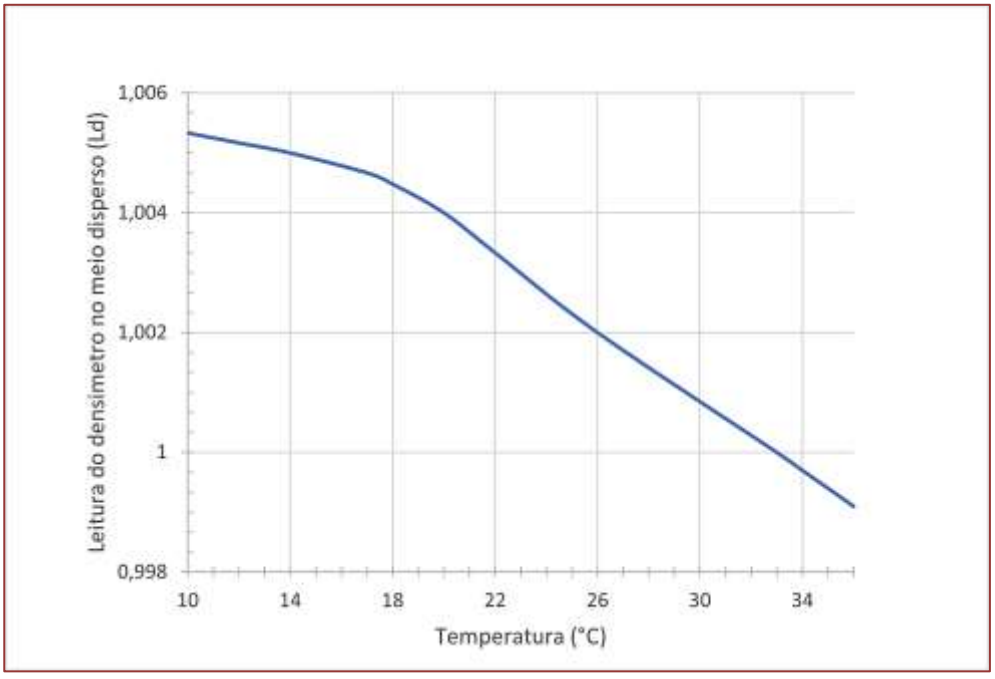
2.7. DENSÍMETRO - CURVAS DE VARIAÇÃO

- **Variação das leituras do densímetro, no meio dispersor, em função da temperatura.**

Para construir uma curva de variação das leituras L_d , no meio dispersor, em função da temperatura para cada densímetro, em função da temperatura, deve-se:

1. Diluir, em proveta, 125 cm 3 da solução de defloculante, indicada na etapa de sedimentação, em 875 cm 3 de água destilada;
2. Imerge a proveta em um recipiente com água, com dispositivo para controle de temperatura;
3. Variar a temperatura do meio dispersor e obter diversas leituras do densímetro (na parte superior do menisco), em uma faixa entre 10 °C e 35 °C;
4. Com os valores obtidos, construir uma curva, como na
5. Figura 70. Exemplo de curva de variação das leituras do densímetro no meio dispersor em função da temperatura.

Figura 70. Exemplo de curva de variação das leituras do densímetro no meio dispersor em função da temperatura



Fonte: NBR 7181/2016

- **Variação da altura de queda das partículas em função da leitura do densímetro**

Para construir uma curva de variação da altura de queda das partículas, a e $a^{|}$, em função da leitura do densímetro, deve-se:

1. Determinar a distância, a, de cada traço principal da graduação ao centro de volume do densímetro (medir a distância de cada traço principal da graduação do

densímetro à base da haste e somar a essa distância metade da altura do bulbo: medida da base da haste à extremidade do bulbo);

2. Construir uma curva correlacionando as alturas de queda, a, e as leituras do densímetro, como na Figura 71 (curva é válida para as leituras efetuadas nos dois primeiros minutos de ensaio, quando o densímetro permanece mergulhado na dispersão);
3. Para as próximas, construir uma curva correlacionando as alturas de queda corrigidas, $a^{|}$, e as leituras do densímetro, (Figura 71), com a seguinte expressão:

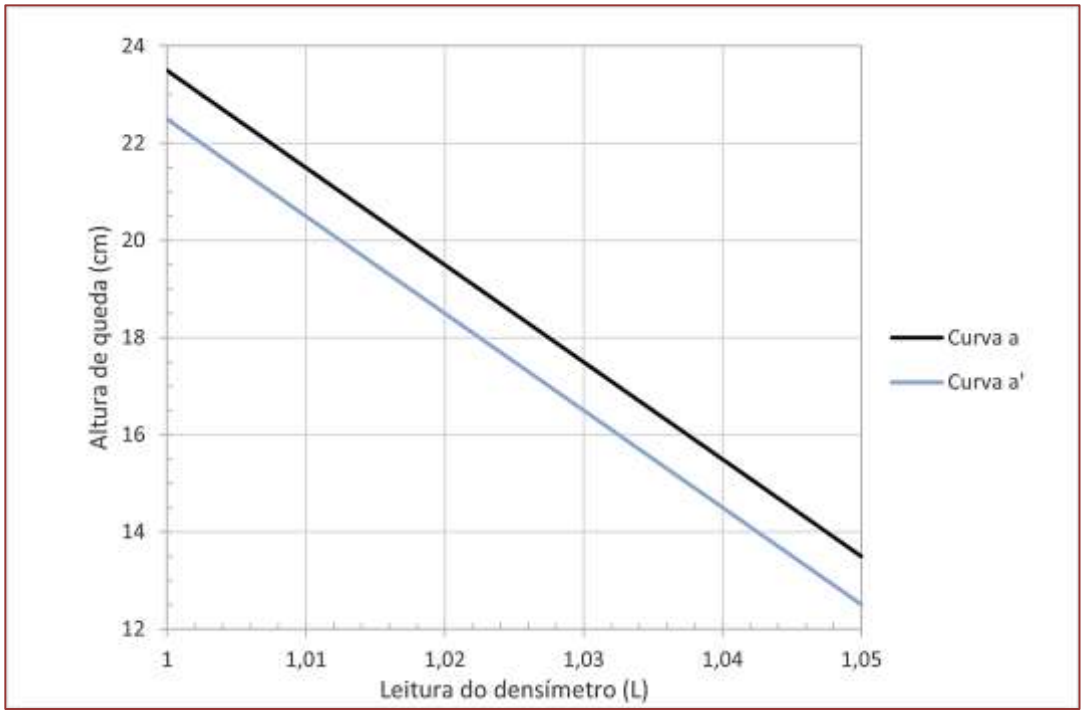
$$a^{|} = a - \frac{V_a}{2A} \qquad (7)$$

Onde:

V_a – volume da parte imersa do densímetro, obtido pesando-se o densímetro ou imergindo-o em água em uma proveta graduada;

A – área da seção interna da proveta, obtida dividindo-se o volume de 1000 cm 3 pela distância medida entre o fundo da proveta e o traço correspondente a esse volume.

Figura 71. Exemplo de curva de variação da altura de queda das partículas em função da leitura do densímetro



Fonte: NBR 7181/2016

Onde, a curva a deve ser utilizada nas três primeiras determinações e a curva a’ nas determinações subsequentes.

2.8. EXEMPLO RESOLVIDO

Apresentamos um exemplo resolvido na obtenção da curva granulométrica mediante a realização dos ensaios apresentados neste capítulo. Para uma melhor compreensão, será descrito a seguir os passos realizados para a confecção da tabela.

Primeiro passo: Obtenção do teor de umidade

Quadro 39. Teor de umidade

Teor de umidade				
Cápsula	#	P-24	P-13	P-59
Solo + cápsula	g	28,10	22,61	26,60
Sólidos + cápsula	g	27,84	22,37	26,26
Cápsula	g	13,64	10,70	9,38
Massa da água	g	0,26	0,24	0,34
Massa dos sólidos	g	14,20	11,67	16,88
Teor de umidade	%	1,83	2,06	2,01
Teor de umidade médio	%	1,97		
Massa específica dos sólidos (g/cm^3)				2,73

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 39**, apresenta uma composição para obtenção do teor de umidade das amostras estudadas. Para a realização deste cálculo, foram coletadas três pequenas amostras e colocadas em cápsulas, onde a massa dessas cápsulas deve ser conhecida. Em seguida, foram coletados os dados destacados em cinza, mediante a realização do ensaio, onde inicialmente deve-se pesar a amostra dentro da cápsula, levando-as para a estufa até constância de massa. Em seguida, deve ser pesado a massa dos sólidos com a cápsula para completar a tabela e possibilitar a realização dos cálculos.

Para demonstração deste cálculo, serão utilizados somente os dados da cápsula P-24. Logo, através dos valores apresentados a massa de água é dada por:

$$m_{água} = m_{solo+cápsula} - m_{sólidos+cápsula}$$

$$m_{água} = 28{,}10 - 27{,}84$$

$$m_{água} = 0{,}26\ g$$

E a massa dos sólidos:

$$m_{sólidos} = m_{sólidos+cápsula} - m_{cápsula}$$

$$m_{sólidos} = 27{,}84 - 13{,}64$$

$$m_{sólidos} = 14{,}20\ g$$

Em seguida, deve-se calcular o teor de umidade para cada amostra que será obtida utilizando os dados anteriores aplicados na fórmula a seguir.

$$w = \frac{m_{água}}{m_{sólidos}} \times 100$$

$$w = \frac{0{,}26}{14{,}20} \times 100$$

$$w = 1{,}83\%$$

Além disso, deve-se obter o valor médio para o teor de umidade, utilizando as três determinações anteriores. O valor médio é calculado a partir da fórmula abaixo.

$$w_m = \frac{w_1 + w_2 + w_3}{3}$$

$$w_m = \frac{1{,}83 \ + \ 2{,}06 \ + 2{,}01}{3}$$

$$w_m = 1{,}97\%$$

Segundo passo: Massa de solo para o ensaio

Quadro 40. Massa de solo para o ensaio

Massa de solo para o ensaio (g)	
Inicial	
Solo	124,03
Sólidos	121,60
Retida na:	
#6	-
#10	0,25
Após ensaio:	
Retido na #200	65,43
Passa na #200	55,92
Total	121,60

Fonte:Adaptado de Nogueira (1995)

Inicialmente, deve-se coletar os dados destacados em cinza no **Quadro 41** durante a realização do ensaio. A partir dos valores descritos, é possível determinar a massa total de amostra de solo que será utilizada para o ensaio, o cálculo da massa total é realizado pelo somatório apresentado na fórmula abaixo.

$$M_{total} = m_{\#6} + m_{\#10} + m_{retido\ \#200} + m_{passante\ \#200}$$
$$M_{total} = 0 + 0{,}25 + 65{,}43 + 55{,}92$$
$$M_{total} = 121{,}60\ g$$

Terceiro passo: Dados do peneiramento

Quadro 41. Dados do peneiramento

Peneiramento				
#	Massa	Percentagem		
	Retida	Pr(#)	ΣPr(#)	Pp(#)
6	0	0	0	100,00
10	0,25	0,21	0,21	99,79
16	0,51	0,42	0,63	99,38
30	3,38	2,78	3,40	96,60
50	18,11	14,89	18,30	81,70
100	26,05	21,42	39,72	60,28
200	17,38	14,29	54,01	45,99
Prato	55,92	45,99	100,00	0

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

A realização do ensaio de peneiramento fornece a massa retida em cada peneira, que está apresentada na tabela 6, destacada em cinza. Com esses dados é possível obter algumas porcentagens ligadas a obtenção da curva granulométrica, uma delas é a porcentagem retida em cada peneira que deve ser calculada utilizando a seguinte fórmula:

$$Pr(\#) = \frac{m_{retida}}{m_{total}} \times 100$$

Para demonstrar dos cálculos a seguir, serão utilizados os dados da peneira de 200. Dessa forma:

$$Pr(200) = \frac{17{,}38}{121{,}60} \times 100$$
$$Pr(200) = 14{,}29\%$$

Em seguida, calcula-se a porcentagem retida acumulada para as peneiras, é possível obter esse valor aplicando a fórmula abaixo, onde será acrescentado os valores da coluna anterior a cada linha (peneira) avançada.

$$\Sigma Pr(\#) = Pr(\#)_1 + Pr(\#)_2 + (\ldots)$$

$$\Sigma Pr(200) = 0 + 0{,}21 + 0{,}42 + 2{,}78 + 14{,}89 + 21{,}42 + 14{,}29$$

$$\Sigma Pr(200) = 54{,}01\%$$

E finalmente, pode ser obtida a porcentagem utilizada na curva, a porcentagem passante é determinada a partir da fórmula abaixo.

$$Pp(\#) = 100 - \Sigma Pr(\#)$$

$$Pp(200) = 100 - 54{,}01$$

$$Pp(200) = 45{,}99\%$$

Quarto passo: Dados da sedimentação

Quadro 42. Dados da sedimentação

Análise granulométrica conjunta- sedimentação										
Data	Hora: (min)	Tempo (min)	Ti (°C)	μ 10^-4 pas	r (H)	z (cm)	Di (mm)	rw (H)	ri-rw (H)	P (<Di)
7.05		0,5	21	9,81	36,20	7,54	0,051	4,40	31,8	41,3
		1			35,80	7,65	0,036		31,4	40,8
		2			34,90	7,89	0,026		30,50	39,60
	08:52	0								
		4	21	9,81	34,80	6,83	0,017	4,40	30,40	39,50
		8			34,30	6,96	0,012		29,90	38,80
		15			33,80	7,10	0,0091		29,40	38,20
		30			33,30	7,23	0,0065		28,90	37,50
		60			32,50	7,45	0,0046		28,10	36,50
	10:52	120			31,90	7,61	0,0033		27,50	35,70
	12:52	240	22	9,58	31,00	7,86	0,0024	4,10	26,90	34,90
	16:52	480	23	9,36	29,60	8,23	0,0017	4,00	25,60	33,20

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

Quadro 43. Legenda

Legenda
r(H): leitura na suspensão a uma temperatura T
rw (H): leitura na solução (água destilada+defloculante) à mesma temperatura
m: viscosidade dinâmica a temperatura T
Di: diâmetro equivalente
P(<Di): Percentual de partículas com diâmetros menores do que Di.

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

Os valores destacados em cinza são obtidos experimentalmente durante a realização do procedimento descrito neste capítulo, e a partir destes dados será possível realizar os cálculos a seguir. Para obter os valores de distância z serão utilizadas equações de calibração do densímetro. Onde, a primeira equação é aplicada nas primeiras três leituras e a segunda equação deve ser utilizada nas demais leituras. Para isso calcularemos a distância z da primeira leitura.

$$z = 17{,}45 - 0{,}27 \times [\, r_m(H) \,]$$

$$z = 16{,}36 - 0{,}27 \times [\, r_m\,(H) \,]$$

O valor de $r_m(H)$ é uma correção do valor r(H) com a adição devido a formação do menisco na haste do densímetro, assim deve ser aplicada a equação abaixo.

$$r_m(H) = r(H) + 0{,}5$$

Para exemplificar o cálculo, serão aplicadas a distância z da primeira e última leitura. Logo, substituindo os valores da primeira leitura nas Equação X e Z:

$$r_m(H) = 36{,}20 + 0{,}5$$

$$r_m(H) = 36{,}70$$

$$z = 17{,}45 - 0{,}27 \times [\, 36{,}70 \,]$$

$$z = 7{,}54\ cm$$

Realizando o mesmo processo com os valores da última leitura utilizando as Equações Y e Z:

$$r_m(H) = 29{,}60 + 0{,}5$$

$$r_m(H) = 30{,}10$$

$$z = 16{,}36 - 0{,}27 \times [\, 30{,}10 \,]$$

$$z = 8{,}23\ cm$$

Para obter o diâmetro equivalente das partículas deve ser utilizada a fórmula a seguir.

$$Di = 0{,}005530[\frac{\mu}{\rho_s - \rho_w} \times \frac{z}{t\ (min)}]^{1/2}$$

Utilizando os dados da última leitura, pode-se obter o seguinte resultado:

$$Di = 0{,}005530[\frac{9{,}36}{2{,}73 - 1{,}00} \times \frac{8{,}23}{480}]^{1/2}$$

$$Di = 0{,}0017\ mm$$

Para obter a percentagem de partículas com diâmetro equivalentes menores do que Di, deve ser aplicada a fórmula abaixo. Assim como realizado anteriormente, serão aplicados os dados da última leitura do exemplo

$$P(< Di) = \frac{100}{m_s} \times \frac{\rho_s}{\rho_s - 1{,}00}[r_i(H) - r_w(H)]$$

$$P(< Di) = \frac{100}{121{,}60} \times \frac{2{,}73}{2{,}73 - 1{,}00}[25{,}60]$$

$$P(< Di) = 33{,}20\%$$

Quinto passo: Classificação

Quadro 44. Escala de Classificação Textural

Fração	Intervalo de diâmetro (mm)		Intervalo de peneiras
	Total	Subdivisões	
Pedregulho	4,8<D<76	Grosso: 19<D<76	
		Fino: 4,8<D<19	
Areia	0,075<D<4,8	Grossa: 2,0<D<4,8	#10 #4
		Média: 0,42<D<2,0	#40 #10
		Fina: 0,075<D<0,42	#200 #40
Silte	0,002<D<0,075	-	
Argila	D<0,002	-	

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

Para a classificação textural do solo, foi adotada a escala apresentada na tabela 9 e utilizando as percentagens de ocorrência de cada fração. Esses valores são apresentados na tabela 10, destacados em cinza, possibilitando a classificação mediante uma análise dos dados que se trata de uma areia fina argilosa.

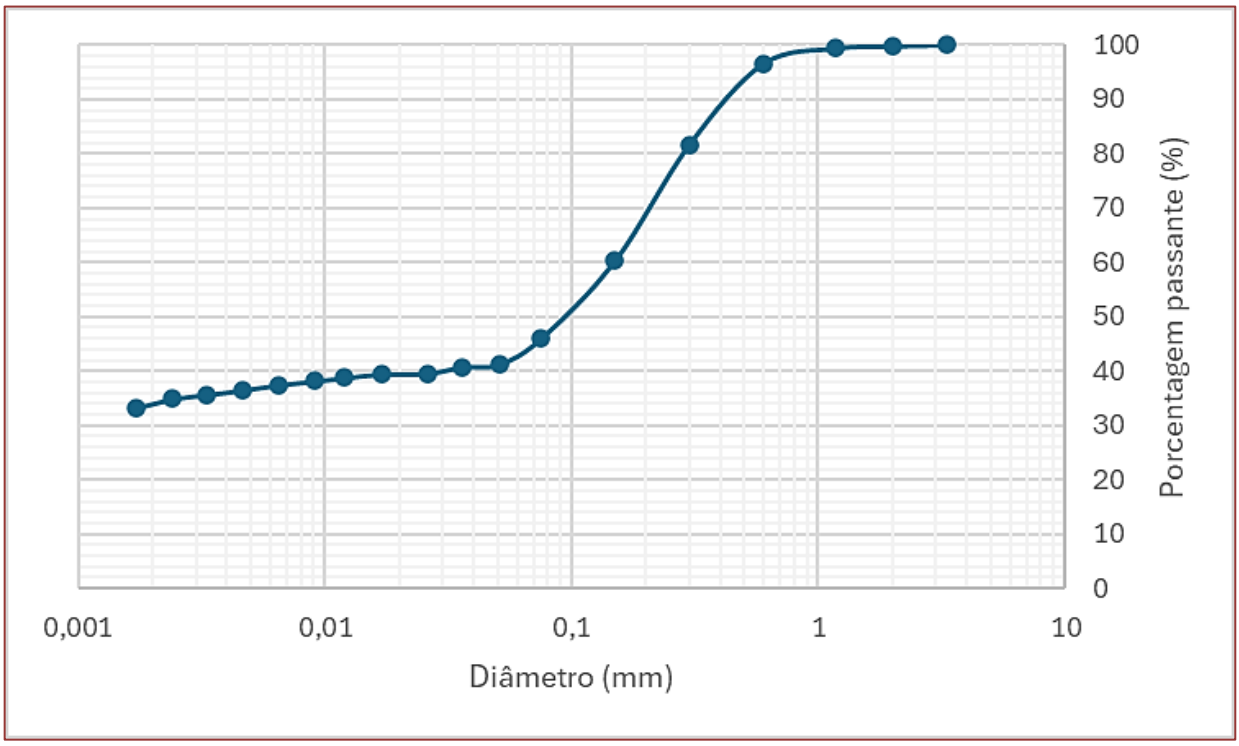
Quadro 45. Percentual de Ocorrência

Percentual de Ocorrência		
Fração	Subdivisão	Percentual
Pedregulho		0
Areia	Grossa	0
	Média	10
	Fina	44
Silte		12
Argila		34

Fonte: Adaptado Nogueira (1995)

Por fim, com todos os dados estudados é possível gerar a curva granulométrica apresentada na Erro! Autoreferência de indicador não válida., que relaciona o diâmetro das partículas com a porcentagem passante.

Figura 72. Curva Granulométrica



3. CONSIDERAÇÕES SOBRE A NORMA DNER-ME 080/94

1. Como mencionado na Tabela 1, a aparelhagem da DNER-ME 080/94, se assemelha muito aos itens básicos utilizados para o procedimento de peneiramento apresentado no capítulo, contendo estufa, balanças, peneiras e agitador mecânico,

diferindo na utilização de aparelhos de secagem infravermelho e alguns equipamentos de preparação de amostra, como repartidor, almofariz e mão de gral.

2. Na etapa de amostragem, a norma especifica que o material deve ser seco ao ar, destorroado e repartido para se obter uma amostra de 1,5 kg para solos argilosos e siltosos e 2,0 kg para os solos grossos. A umidade deve ser também calculada conforme apresentado no tópico 6.3, desprezando as umidades de frações de solo acima de 2,00 mm.
3. No procedimento de ensaio, o que difere basicamente é que a amostra é lavada no recipiente de 5 l com uso das mãos para desagregar os torrões e posteriormente colocada nas peneiras de 2,00 mm e 0,075 mm (colocada uma sobre a outra), repetindo o processo no recipiente e nas peneiras até a água de lavagem se apresentar limpa.
4. Por fim, as frações retidas nas peneiras, são secas em estufa e adicionadas no agitador mecânico com a série de peneiras desejadas para o peneiramento. Depois disso, as frações de amostra retidas nas peneiras são pesadas e anotadas. Os cálculos posteriores são semelhantes aos já mencionados.

4. CONSIDERAÇÕES SOBRE A NORMA ABNT NBR NM 248/2001

1. A aparelhagem dessa norma é bem simples e pode ser vista na Tabela 1. A amostra é obtida conforme a NM 26 e NM 27, obtendo duas amostras para o ensaio com a massa mínima indicada em uma tabela que pode ser consultada na íntegra na norma.
2. Sobre o procedimento de ensaio, as amostras devem ser secas em estufa e suas massas determinadas. Depois de encaixar a série de peneiras formando um conjunto de ordem crescente da base para o topo, colocas a primeira amostra sobre a peneira superior e promovem a agitação mecânica num tempo razoável até a massa de material passante ser inferior a 1% do material retido.
3. A norma destaca, em tabelas e fórmulas, a máxima quantidade de material sobre a tela a fim de proporcionar igual acesso a todos os grãos durante o processo de ensaio.
4. Depois de finalizada a agitação, deve-se verter as peneiras sobre uma bandeja, uma por uma, e pesar o material retido e passante. Repete-se o procedimento com a outra amostra.
5. Calcula-se, no fim, a porcentagem média, retida e acumulada, em cada peneira e a dimensão máxima característica e o módulo de finura.

CAPÍTULO

06 Limites de Attemberg

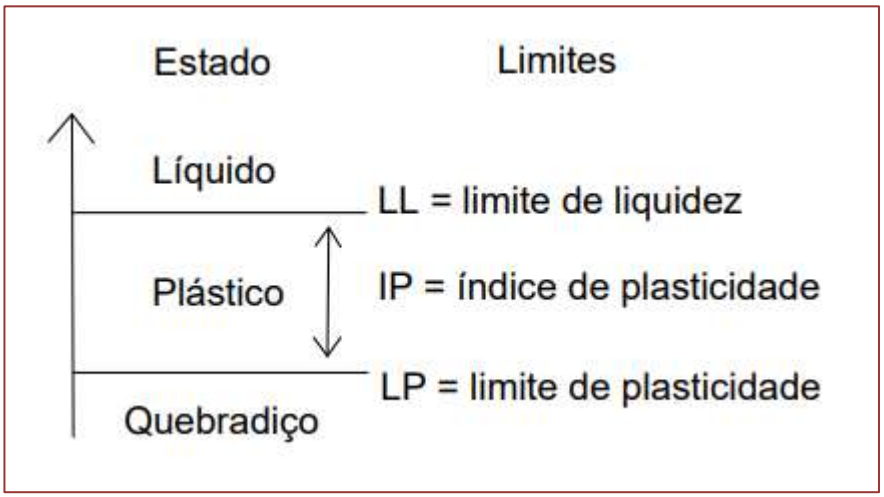
1. INTRODUÇÃO

Os limites de consistência ou limites de Atterberg são calculados com o objetivo de caracterizar um solo quanto a sua plasticidade. Esses parâmetros nada mais são do que teores de umidade, que representam a separação dos estados de consistência de um solo.

Esses ensaios são propensos a solos com alta porcentagem de finos, que são muito influenciados pela umidade, causando grandes variações nas suas propriedades plásticas (SOUZA et al., 2000). Nessas circunstâncias, a simples análise granulométrica não é confiável para caracterizá-los, sendo recomendada a caracterização granulométrica juntamente com a de consistência.

Assim, o limite de liquidez é o teor de umidade limite entre o estado de consistência líquido e o plástico, o limite de plasticidade separa o estado plástico do semi-sólido e, finalmente, o limite de contração separa o estado semi-sólido do sólido, cada um deles apresentando uma interpretação física bem definida (NOGUEIRA, 2005).

Figura 73. Limites de Atterberg dos solos



Fonte: Pinto, 2006 (p. 25)

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos de ensaio para determinação desses três limites de consistência, baseado nas normas regulamentadoras vigentes. Além disso, alguns outros parâmetros relacionados à caracterização das argilas e também das areias serão mencionados.

- Quando não for possível determinar o limite de liquidez ou o de plasticidade, anotar o índice de plasticidade como NP (não plástico).
- Quando o solo for extremamente arenoso, o ensaio de LP deve ser feito antes do ensaio do LL. Se o LP não puder ser determinado, anotar ambos como NP
- Quando o LP for igual ou maior do que o LL, se anota o índice de plasticidade como NP.;

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. LIMITE DE LIQUIDEZ

O limite de liquidez é o teor de umidade com o qual se unem, em um centímetro de comprimento, as bordas inferiores de uma ranhura feita em uma massa de solo colocada na concha do aparelho Casagrande sob a ação de 25 golpes. Esse limite marca a transição do estado plástico ao estado líquido, sendo representado por LL e expresso em porcentagem.

A DNER-ME 122/1994 ainda apresenta um método expedito ajustado a solos brasileiros, cujos limites de liquidez não podem exceder 150%. Para essa norma, o método de referência deve ser usado nos casos que o limite de liquidez seja superior a 150% e no caso de controvérsia quanto a resultados obtidos segundo o método expedito.

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6459/2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez
- DNER-ME 122/1994 – Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito

2.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 122/1994	NBR 6459/2016
Aparelho e cinzel de Casagrande	X	X
Balança com capacidade de 200 g, sensível a 0,1 g	X	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 65° ± 5° C e 110° ± 5° C)	X	X
Cápsula de porcelana de 120 mm de diâmetro		X
Cápsula de porcelana com capacidade de 500 ml	X	
Cronômetro (para intervalo de tempo de até 30 min, com precisão de 0,1 s)	X	
Espátula de lâmina flexível	X	X
Esfera de aço (com 8 mm de diâmetro)	X	X
Gabarito para verificação da altura da queda da concha		X
Pinça para retirar objetos da estufa	X	
Recipiente que proteja da umidade	X	X

NOTA GERAL:

É indicado verificar as características da base de ebonite do aparelho, deixando cair em queda livre a esfera de aço com 8 mm de diâmetro, de uma altura de 250 mm sobre a superfície da mesma, devendo a altura de restituição estar compreendida entre 185 e 230 mm.

Verificar a massa do conjunto concha + guia do excêntrico que deve estar compreendida no intervalo de 200 g ± 20 g.

Nota NBR 6459/2016: Verificar se o excêntrico possui uma forma tal que durante os últimos 3 mm o movimento deste não provoque variações na altura da concha em relação à base (raio constante).

2.3.PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se consultar o tópico 5 do capítulo 1 deste manual e verificar o procedimento de retirada e preparação de amostras para ensaios de caracterização, indicados pelas normas regulamentadoras ABNT NBR 6457/2016 e DNER-PRO 041/1994;

   a) *Para o ensaio de limite de liquidez, a NBR 6457 prevê a utilização de 100 g da fração de amostra passante na peneira de 0,42 mm. Enquanto a DNER-ME 041/1994 prevê o uso de 70 g.*

2. Em seguida, verificar se o aparelho Casagrande está calibrado, caso não esteja, consultar o tópico a seguir deste capítulo;

3. Deve-se colocar a amostra na cápsula de porcelana, acrescentar água destilada em porções e homogeneizar a mistura de solo e água com a espátula. Esse procedimento deve durar entre 15 e 30 min, sendo o maior, o intervalo de tempo para solos mais argilosos.

   a) *A NBR 6459/2016 indica que a consistência deve ser tal que sejam necessários da ordem de 35 golpes para fechar a ranhura;*

   b) *A DNER-ME 122/1994 indica o acréscimo de 15 a 20 cm^3 de água destilada para a homogeneização da mistura de solo e água. Posteriormente, as adições de água devem ser da ordem de 1 a 3 cm^3, procedendo com a homogeneização da mistura que deve se apresentar como uma massa plástica.*

Nota DNER-ME 122/1994: Nunca usar a concha do aparelho para homogeneizar a mistura.

4. Leva-se parte da mistura para a concha e espalha-se de modo que ela ocupe 2/3 da superfície da concha, empregando o menor número de passadas da espátula para evitar formação de bolhas de ar no interior da massa;

   a) *A NBR 6459/2016 específica que o solo deve ser espalhado na parte central da concha até obter uma espessura da ordem de 10mm*

5. Com a espátula, alisar a massa até que está se apresente com 1 cm de espessura no ponto de máxima espessura, ou seja, na parte central como indica a **Figura 73**.

Figura 74. Aspecto da massa dentro da concha antes da ranhura

6. O que sobrou de massa de solo deve ser retirado da concha e retornado a cápsula de porcelana;
7. Produzir uma canelura (ranhura) na massa de solo usando o cinzel segundo o plano de simetria do aparelho (dividindo a massa em duas partes), de tal modo que a espessura da massa na parte central seja de 1 cm;

Nota NBR 6459/2016: a norma recomenda que as operações descritas nos tópicos 6 e 7 sejam realizadas com a concha na mão do operador, recolocá-la antes de executar o tópico 8. E, quando houver dificuldade na abertura da ranhura, obtê-las através de passagens sucessivas e cuidadosas do cinzel.

Figura 75. Aspecto da ranhura na concha

Nota DNER-ME 122/1994 para o uso do cinzel:

a) Em solos argilosos o cinzel deve ser passado uma única vez, pressionando-se a ponta do mesmo contra a concha, de modo a se obter uma canelura regular, limpa e com dimensões da seção transversal do cinzel;

b) Em solos arenosos, o cinzel deve ser passado diversas vezes para abrir progressivamente a canelura. Na última passada, o cinzel deve ser apertado contra a concha para obter a canelura regular, limpa e com dimensões do cinzel.

8. Golpear contra a base do aparelho a concha contendo a massa de solo, pelo acionamento da manivela, com a velocidade de duas voltas por segundo, até que as duas bordas inferiores da canelura se unam e anotar o número de golpes Figura 75;
   a) *Segundo a DNER-ME 122/1994 indica que as duas bordas inferiores da canelura devem se unir na extensão de 1 cm. Enquanto a NBR 6459/2016 indica que devem se unir ao longo de 13 mm,*

Nota DNER-ME 122/1994: Não é permitido girar a manivela estando a mão do operador sobre a base do aparelho.

Figura 76. Aspecto do solo após as ranhuras se unirem

9. Deve-se transferir, com a espátula, uma porção de solo colhida de ambos os lados da canelura e transversalmente a ela, para um recipiente, no local em que se verificou a união das bordas; realizar a determinação de umidade conforme a norma ABNT NBR 6457/2016;

   a) Pesa-se, imediatamente, o conjunto (recipiente + solo), levando-o para uma estufa à 105 110 °C para determinar a umidade. As determinações são com aproximação de 0,01 g;

   b) *Segundo a DNER-ME 122/1994, deve-se determinar a umidade pela fórmula:*

$$w = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \qquad (6.1)$$

   Onde:

   w – teor de umidade (%);

   M_h – massa de solo úmido;

   M_s – massa de solo seco em estufa até a constância de massa.

   c) A NBR 6459/16 prevê que a quantidade de amostra para a determinação de umidade deve ser de 8,0 g ou 4,0 g para solos com limites elevados.

10. Retira-se o solo que sobrou na concha, transferindo-o para a cápsula de porcelana. Deve-se lavar e enxugar a concha e o cinzel;

11. Repetir as operações anteriores pelo menos mais 3 vezes, adicionando a água de forma gradativa, para conseguir massas de solo com consistências que permitam a determinação do número de golpes indicados:

    a) A DNER-ME 122/94 recomenda, pelo menos, uma determinação do número de golpes em cada um dos seguintes intervalos: 25 a 35, 20 a 30 e 15 a 25;

    b) *NBR 6459/2016: A norma indica pelo menos mais três pontos de ensaio, cobrindo o intervalo de 35 a 15 golpes.*

OBSERVAÇÕES:

Amostra preparada sem secagem prévia segunda a NBR 6459/2016:

Se a amostra apresentar umidade inferior à correspondente ao 1º ponto de ensaio (da ordem de 35 golpes para fechar a ranhura), proceder conforme 4.2

Se a amostra apresentar umidade tal que permita a obtenção do 1º ponto de ensaio, colocá-la na cápsula de porcelana e mistura-la de forma a se obter uma pasta homogênea. A seguir, proceder como descrito a partir do item 4. em diante.

A DNER-ME 122/1994 ainda determina um método expedito para o ensaio, que consiste em:

i. Realizar todo ensaio de acordo com o procedimento descrito anteriormente, para apenas duas determinações diferentes;

ii. Atender ao intervalo de 20 a 30 para o número de golpes (n) e dentro da faixa de umidade até 150% (máximo);

iii. Recorrer a tabela para identificar o número $K_{(n)}$ correspondente ao número de golpes.

Quadro 46. Valores de $K_{(n)}$ em função do número de golpes

N° de golpes (n)	$K_{(n)}$
20	0,966
21	0,973
22	0,980
23	0,987
24	0,994
25	1,000
26	1,006
27	1,012
28	1,018
29	1,023
30	1,029

Fonte: DNER-ME 122/94

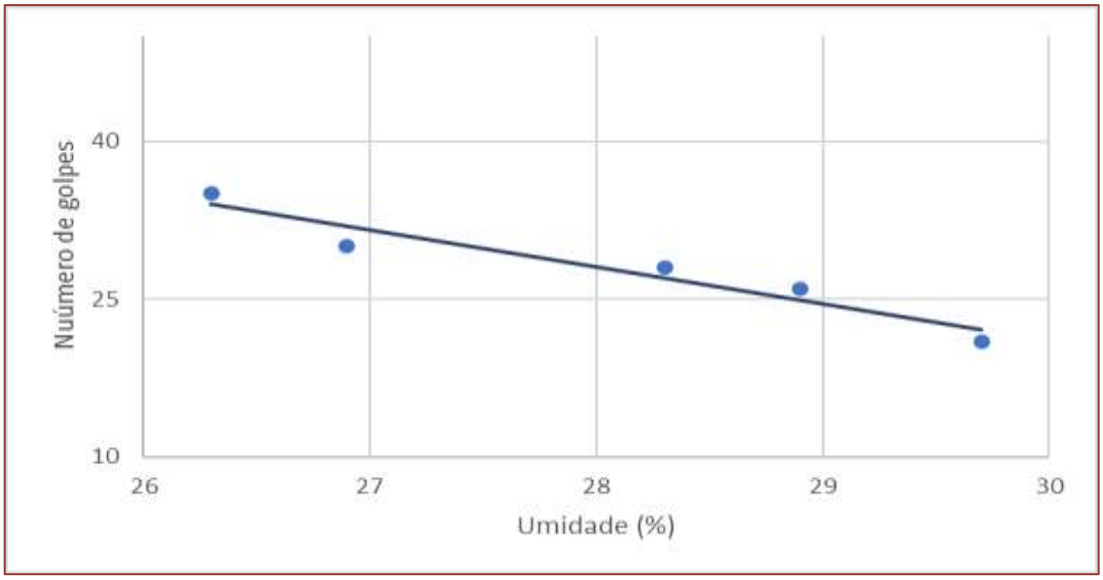
2.4. RESULTADO

Representa-se os resultados em um sistema de eixos ortogonais na qual a ordenada (em escala logarítmica) representa o número de golpes e na abscissa (escala aritmética) os teores de umidade correspondentes (**Figura 77**).

Traçar uma reta tão próxima quanto possível de pelo menos três pontos a partir dos pontos traçados no gráfico gerando uma curva de fluidez.

O limite de liquidez, é o valor da abscissa do ponto da reta correspondente à ordem de 25 golpes expresso em teor de umidade aproximado para o inteiro mais próximo.

Figura 76. Exemplo de curva de fluidez



Fonte: Adaptado Marinho (2020)

Na impossibilidade de se conseguir abertura de uma canelura na massa de solo existente na concha ou seu fechamento com mais de 25 golpes, considerar a amostra como não apresentando limite de liquidez. Recomendamos o uso do **Quadro 50** para anotar os dados de ensaio.

Quadro 47. Quadro modelo para anotação de dados do ensaio de LL

LIMITE DE LIQUIDEZ					
Nº da cápsula					
Número de golpes N					
Massa da cápsula + solo úmido					
Massa da cápsula + solo seco					
Massa da água					
Massa do solo seco					
Teor de umidade					
LL (Limite de liquidez)					
Média de três determinações que não difiram mais de 5% da média (ARREDONDAR)					

Fonte: Acervo dos autores

2.4.1. MÉTODO EXPEDITO:

O limite de liquidez é determinado pela fórmula:

$$LL = w\ \frac{(n)}{25}\,0{,}156 \qquad (2)$$

Ou

$$LL = w\ \times\ K_{(n)} \qquad (3)$$

Onde:

w – teor de umidade correspondente a n golpes, em porcentagem (%);

n – número de golpes na determinação de um ponto do ensaio;

LL – limite de liquidez (%).

Se forem encontrados nas duas determinações valores que diferem de mais de 1%, o ensaio deve ser repetido. O limite de liquidez será a média das duas determinações.

3. LIMITE DE PLASTICIDADE

O limite de plasticidade, representado por LP é o teor de umidade onde o solo, no seu estado plástico, se perder umidade, passa para o estado semissólido. Essa condição é indicada quando é possível com uma amostra de solo no estado plástico moldar um cilindro de 10 cm de comprimento por 3 mm de diâmetro, por rolagem sobre uma placa de vidro.

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 7180/2016 – Solo – Determinação do limite de plasticidade
- DNER-ME 082/1994 – Solos – Determinação do limite de plasticidade

3.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 082/1994	NBR 7180/2016
Balança com capacidade de 200 g, sensível a 0,1 g	X	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 110° ± 5° C)	X	X
Cápsula de porcelana de 120 mm de diâmetro	X	
Cápsula de porcelana com capacidade de 500 ml		X
Cilindro de comparação - gabarito (de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comp.)	X	X
Espátula de lâmina flexível (com aproximadamente 8 cm de comprimento e 2 cm de largura)	X	X
Placa de vidro de superfície esmerilhada, com 30 cm de lado	X	X
Recipiente que proteja da umidade	X	X

3.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se consultar o tópico 5 do capítulo 1 deste manual e verificar o procedimento de retirada e preparação de amostras para ensaios de caracterização, indicados pelas normas regulamentadoras ABNT NBR 6457/2016 e DNER-PRO 041/1994;

a) *Para o ensaio de limite de plasticidade, a NBR 6457/2016 prevê a utilização de 100 g da fração de amostra passante na peneira de 0,42 mm. Enquanto a DNER-ME 041/1994 prevê o uso de 50 g.*

2. Coloca-se a amostra na cápsula e adiciona-se água destilada em quantidades suficientes para se obter uma massa plástica:
3. A NBR 7180/2016 diz que se deve adicionar água aos poucos, misturando continuamente com a espátula até completar a homogeneização da massa. O tempo ideal de homogeneização deve estar compreendido entre 15 min e 30 min, sendo o maior, intervalo de tempo para solos mais argilosos.

   a) *Em seguida, separar 20 g da massa obtida, modelando-a na forma elipsoidal (DNER-ME 082/1994), ou, toma-se 10 g de amostra preparada com secagem prévia e formar uma pequena bola (NBR 7180/2016);*

4. Rola-se essa massa entre os dedos e a face esmerilhada da placa de vidro, com pressão suficiente, a fim de moldá-la na forma de um cilindro de diâmetro uniforme (comparar com o gabarito);
5. Se a amostra se fragmentar antes de atingir o diâmetro de 3 mm, retornar a massa para a cápsula, adicionar água destilada e homogeneizar durante 3 min, amassando e misturando com a espátula e repetir o procedimento a partir do item 3;
6. Quando a amostra atingir o diâmetro de 3 mm, sem se fragmentar, deve-se repetir o procedimento a partir do item 4;

Figura 78. Amostra em forma de cilindro com diâmetro 3 mm

7. Rola-se novamente a massa até formar um cilindro (verificar com o gabarito de comparação), juntando, amassando e rolando, repetidamente, até que o cilindro de solo se desagrega sob a pressão de rolagem, se fragmentando com diâmetro de 3 mm (ideal);
8. Ao se fragmentar o cilindro, transferem-se imediatamente os seus pedaços para o recipiente e determina-se a umidade pela Equação 1.
   a) *A NBR 7180/16 recomenda utilizar a massa 1,5 g ou 1,0 g para solos com limites mais elevados para determinar a umidade em estufa.*
9. Repetem-se as operações anteriores até que se obtenham três valores que não diferem da respectiva média de mais de 5%.

NOTAS DNER-ME 082/94:

A desagregação do cilindro pode ocorrer com um diâmetro maior do que 3 mm, já que o solo foi antes rolado até atingir a forma de um cilindro de 3 mm de diâmetro;

Alguns solos se desagregam em numerosos pequenos aglomerados de partículas. Outros, poderão formar uma camada externa, tubular, que começa a desagregar em ambas as pontas, progredindo em direção ao meio, e finalmente o cilindro rompe em vários pedaços pequenos. Solos muito argilosos necessitam de mais pressão da mão para a deformação do cilindro quando se aproxima do limite de plasticidade, quando então o cilindro parte-se em uma série de segmentos tubulares.

3.4. RESULTADO

O limite de plasticidade é expresso pela média dos teores de umidade obtidos em porcentagem. Utilizar a Tabela 3 para anotar os dados referentes ao ensaio.

Quadro 48. Quadro modelo para anotação dos dados do ensaio de LP

LIMITE DE PLASTICIDADE					
Nº da cápsula					
Massa da cápsula + solo úmido					
Massa da cápsula + solo seco					
Massa da água					
Massa do solo seco					
Teor de umidade					
LL (Limite de liquidez)					
Média de três determinações que não difiram mais de 5% da média (ARREDONDAR)					

Para determinar o índice de plasticidade dos solos utilizar a equação abaixo, onde o resultado final deve ser expresso em porcentagem:

$$IP = LL - LP \qquad (4)$$

Onde:

IP – índice de plasticidade;

LL – limite de liquidez;

LP – limite de plasticidade.

Quando os limites de liquidez ou o limite de plasticidade não puderem ser determinados, adota-se o índice de plasticidade como não plástico (NP).

Notas DNER-ME 082/1994:

Quando o solo possuir um caráter mais arenoso, deve-se realizar o ensaio de plasticidade antes do ensaio de limite de liquidez. Se o limite de plasticidade não puder ser determinado, adota-se o índice de plasticidade como não plástico (NP).

Quando o limite de plasticidade for igual ou maior que o limite de liquidez adota-se o índice de plasticidade como não plástico (NP).

4. FATORES DE CONTRAÇÃO

Esse método apresenta o procedimento para a determinação de fatores de contração de solos, designados limite de contração, razão e mudança volumétrica. O limite de contração é o teor de umidade contido em um solo, expresso em percentagem do peso do solo seco, abaixo do qual não haverá decréscimo de volume da massa de solo com a perda da umidade.

Já a definição de razão de contração é a razão entre uma dada mudança de volume e a correspondente mudança do teor de umidade acima do limite de concentração. A mudança volumétrica representa o decréscimo de volume da massa do solo quando o teor de umidade é reduzido de determinada percentagem até atingir o limite de contração (LC).

4.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-ME 087/1994 - Solos – determinação dos fatores de contração

4.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME 087/1994
Balança com capacidade de 200 g, sensível a 0,1 g	X
Estufa elétrica (capaz de manter a temperatura entre 110° ± 5° C)	X
Cápsula de porcelana de 10 cm de diâmetro	X
Cápsula de contração (cáps. cilíndrica, de fundo plano, com cerca de 4 cm de diâmetro e 1 cm de altura)	X
Cuba de vidro de cerca de 5 cm de diâmetro e 2,5 cm de altura	X
Espátula de lâmina flexível (com aproximadamente 8 cm de comprimento e 2 cm de largura)	X
Mercúrio suficiente para encher a cuba de vidro especificada	X
Placa de vidro, com três pinos de metal, para mergulhar a pastilha de sono no mercúrio	X
Proveta de vidro, graduada em 0,2 ml com capacidade de 25 ml	X
Régua de aço de cerca de 30 cm	X

4.3. PROCEDIMENTO

1. Inicialmente, deve-se consultar o tópico 5 do capítulo 1 deste manual e verificar o procedimento de retirada e preparação de amostras para ensaios de caracterização, indicados pelas normas regulamentadoras ABNT NBR 6457/2016 e DNER-PRO 041/1994;

   a) Para o ensaio de determinação do fator de contração, a DNER-ME 041/1994 prevê a utilização de 50 g da fração de amostra de 200g que passa na peneira de 0,42 mm.

2. Coloca-se a amostra na cápsula de porcelana e mistura-a com água até obter-se uma massa fluida e homogênea, com a espátula;
3. Untam-se as paredes da cápsula de contração com vaselina para impedir a aderência do solo;
4. Então, coloca-se no centro da cápsula de contração 1/3 do volume de massa de solo que seria necessário para enchê-la;
5. Bate-se a cápsula de encontro a uma superfície firme, protegida com folhas de papel ou papelão, de modo que o solo venha ocupar todo o fundo da cápsula;

6. Repetir os passos anteriores duas vezes, até encher completamente a cápsula de contração;
7. Deve-se rasar o excesso de material com a régua de aço para obter uma superfície plana, com cuidado para evitar a formação de bolhas de ar;
8. Seca-se o solo ao ar até que se perceba uma mudança de tonalidade;
9. Em seguida, secar em estufa a 105°C – 110°C, até a constância de peso;
10. Pesa-se o solo seco contido na cápsula de contração, anotando como M_s e com uma aproximação de 0,01 g;
11. Coloca-se a cuba de vidro cheia de mercúrio na cápsula de porcelana e remove-se o excesso de mercúrio da cuba pressionando o mesmo com a placa de vidro;
12. Deve-se retirar a pastilha de solo da cápsula de contração e colocá-la, com cuidado, sobre o mercúrio que enche a cuba de vidro;
13. Faz-se pressão com a placa de vidro, com os três pinos sobre a pastilha, fazendo esta mergulhar completamente no mercúrio;
14. Determina-se o volume do mercúrio deslocado pela pastilha, medindo-o na proveta e anota-se o valor como volume de solo seco (V_d).

    a) Devem ser tomadas precauções para evitar permanência de ar entre a placa de vidro e a pastilha.

4.4. RESULTADO

Determina-se o limite de contração usando a seguinte fórmula:

$$LC = \left(\frac{V_d}{M_s}\,\rho_a - \frac{1}{\delta}\right) \times 100 \qquad (6.5)$$

Onde:

ρ_a – massa específica da água (g/cm^3);

δ – densidade real do solo;

V_d – volume de pastilha de solo, seco (cm^3);

M_s – peso da pastilha de solo, seco (g).

Determina-se a razão de contração através da fórmula:

$$RC = \frac{M_s}{V_d} \qquad (6.6)$$

Determinar-se a mudança volumétrica utilizando a fórmula:

$$MV = (w_2 - LC) \times RC \qquad (6.7)$$

Onde:

w_2 – teor de água.

5. CONSISTÊNCIA DAS ARGILAS

O estado que se encontra uma argila pode ser indicado pela sua resistência, sendo quantificada por meio se um ensaio de compressão simples, procedimento que resumidamente consiste em romper um corpo de prova de argila por compressão. A resistência à compressão simples da argila é determinada pela carga de ruptura do corpo de prova dividida pela área desse corpo e em função desse parâmetro pode ser determinada a consistência das argilas de acordo com o **Quadro 49**.

Quadro 49. Consistência em função da resistência à compressão

Consistência	Resistência em kPa
muito mole	< 25
mole	25 a 50
média	50 a 100
rija	100 a 200
muito rija	200 a 400
dura	> 400

Fonte: Pinto, 2006

Essa resistência depende de como os grãos de arranjam e do índice de vazios do solo, ou seja, após o manuseio (amolgada) a consistência das argilas pode ser menor do que no estado indeformado (natural). Esse fenômeno, chamado sensitividade da argila, pode ser determinado no ensaio de compressão simples onde divide-se a resistência no estado natural pela resistência no estado amolgado para encontrar o seu valor. O **Quadro 50** apresenta a classificação segundo a sensitividade das argilas.

Quadro 50. Classificação das argilas quanto à sensitividade

Sensitividade	Classificação
1	insensitiva
1 a 2	baixa sensitividade
2 a 4	média sensitividade
4 a 8	sensitiva
> 8	ultra sensitiva

Fonte: Pinto, 2006

Além do método mencionado no **Quadro 49**, a consistência das argilas pode ser estimada por meio do índice de consistência, que apresenta valores aproximados e pode ser aplicada a solos remoldados e saturados. Esse índice não tem significado para solos não saturados pois podem ter elevados índice de vazios e baixa resistência, que indicaria um valor muito alto de IC. Calcula-se o IC pela fórmula abaixo e quando o teor de umidade é igual ao LL, o IC é igual a zero. À medida que a umidade diminui o IC aumenta, ficando maior que 1 quando a umidade fica menor que o LP.

Utiliza-se o **Quadro 51** para determinar a consistência de acordo com o índice de consistência das argilas.

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP} \qquad (6.8)$$

Quadro 51. Estimativa da consistência pelo índice de consistência

Consistência	Índice de consistência
mole	< 0,5
média	0,5 a 0,75
rija	0,75 a 1
dura	> 1

Fonte: Pinto, 2006

6. EXEMPLO RESOLVIDO

A sequência apresenta um exemplo resolvido na obtenção dos limites de liquidez, plasticidade e contração mediante a realização dos ensaios apresentados neste capítulo. Para uma melhor compreensão, serão descritos os passos realizados para a confecção da tabela, que serão apresentados a seguir.

Primeiro passo: Determinar o limite de liquidez

Quadro 52. Limite de liquidez

LIMITE DE LIQUIDEZ							
Determinação	#	1	2	3	4	5	6
Cápsula	#	P-73	P-47	P-10	P-39	P-25	P-102
Solo + Tara	g	19,3	16,51	18,66	19,49	16,98	19,79
Sólidos + Tara	g	15,94	13,99	16,54	16,74	14,43	17,51
Tara	g	11,82	10,86	13,65	12,93	10,81	14,14
Massa de água	g	3,36	2,52	2,12	2,75	2,55	2,28
Massa de sólidos	g	4,12	3,13	2,89	3,81	3,62	3,37
Teor de umidade	%	81,55	80,51	73,36	72,18	70,44	67,66
Número de golpes	#	17	21	24	27	31	37

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 52** apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio para determinação do Limite de Liquidez de uma amostra de solo. Primeiramente, foram anotados os números de golpes necessários para fechar a ranhura e, em seguida, uma pequena amostra foi coletada dentro de uma cápsula, onde a massa dessas cápsulas deve ser conhecida. Em seguida, foram coletados os dados destacados em cinza, mediante a realização do ensaio, onde inicialmente deve-se pesar a amostra dentro da cápsula, levando-as para a estufa até constância de massa. Em seguida, deve ser pesado a massa dos sólidos com a cápsula para completar o quadro e possibilitar a realização dos cálculos.

Para demonstração deste cálculo, serão utilizados somente os dados da cápsula P-73. Logo, através dos valores apresentados a massa de água é dada por:

$$m_{água} = m_{solo+cápsula} - m_{sólidos+cápsula}$$
$$m_{água} = 19{,}30 - 15{,}94$$
$$m_{água} = 3{,}36\ g$$

E a massa dos sólidos:

$$m_{sólidos} = m_{sólidos+cápsula} - m_{cápsula}$$
$$m_{sólidos} = 15{,}94 - 11{,}82$$
$$m_{sólidos} = 81{,}55\ g$$

Por fim, para completar os valores destacados em amarelo, deve-se calcular o teor de umidade para cada amostra que serão calculadas utilizando os dados anteriores aplicados na fórmula a seguir.

$$w = \frac{m_{água}}{m_{sólidos}} \times 100$$
$$w = \frac{3{,}36}{4{,}12} \times 100$$
$$w = 81{,}55\%$$

Esse processo foi repetido por mais 5 vezes a fim de obter os valores para traçar o gráfico e determinar o limite de liquidez do solo estudado.

Segundo passo: Determinação do limite de plasticidade

Quadro 53. Limite de plasticidade

LIMITE DE PLASTICIDADE					
1	2	3	4	5	6
P-60	P-69	P-21	P-52	P-24	P-12
10,22	10,85	11,65	16,13	14,57	14,45
9,91	10,69	11,34	15,9	14,22	14,17
9,3	10,38	10,75	15,45	13,52	13,63
0,31	0,16	0,31	0,23	0,35	0,28
0,61	0,31	0,59	0,45	0,7	0,54
50,82	51,61	52,54	51,11	50	51,85
51,32					

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

Quadro 53 os resultados do ensaio de limite de plasticidade onde foram coletados os dados em cinza para realização dos cálculos expostos em amarelo, utilizando as mesmas fórmulas vistas no primeiro passo. Para determinar o limite de plasticidade do solo, basta realizar a média aritmética do teor de umidade, da seguinte forma:

$$LP = \frac{\Sigma\, W\ (\%)}{6}$$

$$LP = \frac{50{,}82 + 51{,}61 + 52{,}54 + 51{,}11 + 50{,}00 + 51{,}85}{6}$$

$$LP = 51{,}32\ \%$$

Terceiro passo: Avaliação dos resultados do limite de liquidez

Quadro 54. Critério de aceitação da média

Critério de aceitação da média				
#	LP (med.)	0,95 LP (med.)	1,05 LP (med.)	Desprezar
6	51,32	48,75	53,89	-

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 54** apresenta o Critério de Aceitação da Média para os valores obtidos no ensaio de Limite de Plasticidade. Esse critério é utilizado para verificar se os resultados estão dentro da faixa aceitável, garantindo a precisão do ensaio. Onde o limite inferior de aceitação é 95% do valor médio e o limite superior de aceitação é 105% do valor médio. Para aceitar os resultados, o valor do Limite de Liquidez de cada determinação deve estar entre 0,95 LP (med.) e 1,05 LP (med.). Se um valor estiver fora desse intervalo, a determinação correspondente será desprezada.

Como o valor médio de 51,32% está dentro da faixa aceitável, indicando que os resultados são consistentes e o ensaio foi realizado corretamente, sem necessidade de desprezar nenhuma determinação.

Quarto passo: Determinar o teor de umidade inicial e de moldagem

Quadro 55. Teor de umidade para ensaio de limite de contração

Teor de umidade							
		Inicial			Moldagem		
Determinação	#	1	2	3	1	2	3
Cápsula	#	P-70	P-18	P-23	P-80	P-71	P-16
Solo + Tara	g	20,02	17,61	24,15	29,12	30,52	32,86
Sólidos + Tara	g	19,32	17,03	23,47	21,8	22,17	23,3
Tara	g	11,81	10,6	16	12,15	11,07	10,62
Massa de água	g	0,7	0,58	0,68	7,32	8,35	9,56
Massa de sólidos	g	7,51	6,43	7,47	9,65	11,1	12,68
Teor de umidade	%	9,32	9,02	9,1	75,85	75,23	75,39
Teor de umidade médio	%	9,15			75,49		

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O Quadro 55 apresenta os resultados do teor de umidade inicial e de moldagem, isto é, após adição de água necessária para realização do ensaio. Para isso, foram coletados

os dados em cinza para realização dos cálculos expostos em amarelo, utilizando as mesmas fórmulas vistas no primeiro e segundo passo.

Quinto passo: Determinar dados do ensaio de limite de contração

Quadro 56. Determinações iniciais do ensaio de limite de contração

DETERMINAÇÕES INICIAIS		
Massa da amostra	g	172,3
Teor de umidade inicial	%	9,15
Massa de sólidos	g	157,86
Teor de umidade de moldagem	%	75,49
Massa da amostra de moldagem	g	277,03
Massa de água a acrescentar	g	104,73

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 56** expõe algumas determinações iniciais do ensaio de limite de contração. O valor exposto em cinza foi coletado, o teor de umidade, tanto inicial quanto de moldagem, foram calculados anteriormente. A massa de sólidos pode ser determinada a partir da seguinte equação:

$$m_{sólidos} = \frac{m_{amostra}}{1 + W_{inicial}}$$

$$m_{sólidos} = \frac{172{,}80}{1 + 0{,}0915}$$

$$m_{sólidos} = 157{,}86\ g$$

Já a massa da amostra de moldagem e massa de água a acrescentar são obtidas, respectivamente, através das fórmulas:

$$m_{amostra} = m_{sólidos} \times (1 + W_{moldagem})$$

$$m_{amostra} = 157{,}86 \times (1 + 0{,}7549)$$

$$m_{amostra} = 277{,}03\ g$$

$$m_{água\ a\ acrescentar} = m_{sólidos} \times (W_{moldagem} - W_{inicial})$$

$$m_{água\ a\ acrescentar} = 157{,}86 \times (0{,}7549 - 0{,}0915)$$

$$m_{água\ a\ acrescentar} = 104{,}73\ g$$

Sexto passo: Determinar o limite de contração.

Quadro 57. Limite de contração

LIMITE DE CONTRAÇÃO		
Massa da cápsula + Mercúrio	g	180,63
Massa da cápsula + Pasta	g	39,87
Tara da cápsula	g	21,06
Massa da pasta	g	18,81
Volume da pasta	cm^2	11,73
Massa da cápsula + Pastilha	g	32,03
Massa da Pastilha	g	10,97
Massa do Mercúrio deslocado	g	89,11
Volume da pastilha	cm^2	6,55
Massa específica dos sólidos	g/cm^2	2,82
Limite de contração (massa esp.)	%	24,24

Fonte: Adaptado de Nogueira (1995)

O **Quadro 57** exibe os dados para o cálculo do limite de contração do solo, onde foram colhidos os dados em cinza para realização dos cálculos expostos em amarelo. Primeiramente, a massa e volume da pasta são calculados através das respectivas fórmulas:

$$M_{pasta} = M_{cápsula + pasta} - M_{cápsula}$$

$$M_{pasta} = 39{,}87 - 21{,}06$$

$$M_{pasta} = 18{,}81\ g$$

$$V_{pasta} = \frac{M_{cápsula + mercúrio} - M_{cápsula}}{Densidade\ do\ mercúrio}$$

Adotando a densidade do mercúrio como 13,60 g/cm^3:

$$V_{pasta} = \frac{180{,}63\ -\ 21{,}06}{13{,}60}$$

$$V_{pasta} = 11{,}73\ cm^3$$

Para calcular a massa da pastilha utiliza-se o processo igual ao da massa da pasta, logo:

$$M_{pastilha} = M_{cápsula + pastilha} - M_{cápsula}$$

$$M_{pastilha} = 32{,}03 - 21{,}06$$

$$M_{pastilha} = 10{,}97\ g$$

Já o volume da pastilha:

$$V_{pastilha} = \frac{M_{mercúrio\ deslocado}}{Densidade\ do\ mercúrio}$$

$$V_{pastilha} = \frac{89{,}11}{13{,}60}$$

$$V_{pastilha} = 6{,}55\ cm^3$$

A massa específica dos sólidos pode ser calculada a partir da fórmula:

$$\rho_s = \frac{M_{pastilha}}{V_{pasta} - \frac{M_{pasta} - M_{pastilha}}{\rho_w}}$$

Adotando a densidade da água como 1,00 g/cm^3:

$$\rho_s = \frac{10{,}97}{11{,}73 - \frac{18{,}81 - 10{,}97}{1{,}00}}$$

$$\rho_s = 2{,}82\ g/cm^3$$

E, finalmente, o limite de contração pode ser determinado através da equação:

$$LC = \left(\frac{V_d}{M_s}\ \rho_a - \frac{1}{\delta}\right) \times 100$$

$$LC = \left(\frac{6{,}55}{10{,}97} \times 1{,}00 - \frac{1}{2{,}82}\right) \times 100$$

$$LC = 24{,}24\%$$

CAPÍTULO

07 Classificação dos Solos

1. INTRODUÇÃO

Classificar um solo é incluí-lo em um determinado grupo onde as características e propriedades geotécnicas são similares com o objetivo de estimar o comportamento do solo para analisar adequadamente a sua utilização. Há diversas formas de classificação, pela origem, evolução pedonegética, tipo e comportamento das partículas através de índices geotécnicos. A elaboração de um sistema deve ser baseada em conhecimentos e parâmetros qualitativos e quantitativos existentes, sendo aprimorados ao longo do tempo, onde essas informações sejam alcançadas de forma prática. Quando se classifica um solo a partir do tamanho das suas partículas não se leva em consideração as propriedades como plasticidade e consistência, se tornando muitas vezes um método simplificado para algumas finalidades.

A validade dos sistemas de classificação é muito discutida do ponto de vista da engenharia pois muitas vezes, solos semelhantes em comportamento podem ser classificados em grupos distintos caso seus índices sejam próximos aos limites especificados. Contudo, classificar e agrupar os solos de forma bem definida é necessário pois um sistema sem índices numéricos que identificam os grupos é inútil.

A seguir, serão apresentados os sistemas de classificação mais conhecidos, que são o Sistema Unificado de Classificação idealizado por Casagrande e a classificação HBR/TRB originada do *Public Roads Administration* que se baseiam em ensaios laboratoriais das amostras. Os outros sistemas mencionados são menos utilizados e menos precisos, contudo, é importante conhecer seus procedimentos e limitações.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. CLASSIFICAÇÃO PARA SOLOS TROPICAIS MCT

A classificação MCT é baseada no ensaio regulamentado pela norma DNER-CLA 259/96 que apresenta o procedimento destinado a classificar solos tropicais, com base na metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) que utiliza propriedades de corpos de prova de dimensões miniatura.

Os solos tropicais estão expostos a chuvas frequentes e se comportam diferentemente dos solos estudados em classificações como TRB e SUCS (não tropicais).

Esses solos, que passam por um processo de laterização, são típicos de climas quentes e úmidos, que se caracterizam pela concentração eluvial de óxidos e hidróxidos, principalmente de alumínio e ferro. Essa concentração aumenta por conta da remoção das partículas solúveis de um solo pela percolação de água (lixiviação).

Essa classificação é utilizada para escolher o solo mais apropriado em obras rodoviárias e os classificam basicamente em lateríticos e não lateríticos.

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNIT 259/2023 - CLA - Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamentos miniatura - Classificação

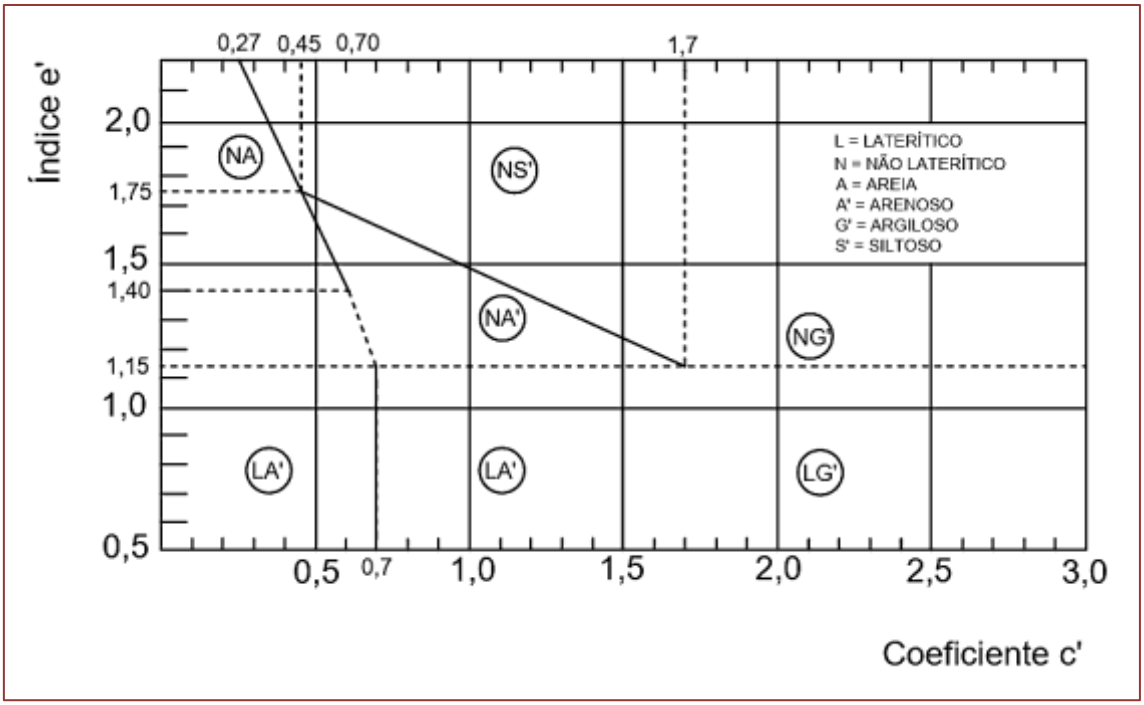
2.2. PROCEDIMENTOS

1. Deve-se executar o procedimento Mini-MCV de acordo com a DNER-ME 228/94. Nesse ensaio a compactação é realizada em um equipamento miniatura, onde para cada teor de umidade se acrescentam energias até conseguir uma massa específica aparente máxima. A curva obtida em um gráfico mono-log onde se representa a diferença de altura para cada teor de umidade de compactação nas ordenadas e o número de golpes do soquete em abscissas se chama curva Mini-MCV;
2. Determina-se a perda de massa por imersão, de acordo com a DNER-ME 256/94;
3. Determina-se o coeficiente P_i , que corresponde ao Mini-MCV = 10 quando o corpo de prova do ensaio de compactação tiver altura superior a 53 mm, e, Mini-MCV = 15 quando o corpo de prova tiver uma altura inferior a 53 mm;
   a) *Esses valores referidos acima devem ser obtidos por interpolação gráfica entre as curvas Mini-MCV x altura do corpo de prova e Mini-MCV x perda de massa por imersão.*
4. Determina-se o coeficiente *c*;
5. *Representa o coeficiente angular da parte mais inclinada e retilínea da curva Mini-MCV correspondente à condição (teor de umidade) Mini-MCV= 10, geralmente obtido por interpolação gráfica apropriada.*
6. Determina-se o coeficiente *d*;
   a) *Representa o coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 10 golpes obtidos no ensaio de compactação Mini-MCV.*
7. Calcula-se o índice *e*;
   a) *Esse coeficiente é calculado pela fórmula abaixo, com os coeficientes definidos anteriormente.*

$$e = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d}}$$

8. Com os valores de *c*, *d* e *e*, localiza-se o ponto correspondente no gráfico da Figura;
9. Classifica-se, então, a amostra de acordo com a área em que o ponto está localizado.

Figura 77. Gráfico para classificação de solos MCT



Fonte: Adaptado de DNER-CLA 259/96

10. Se o ponto estiver próximo a linha que separa o solo em L (lateríticos) ou N (não-lateríticos), deve-se considerar o solo laterítico se a curva que representa a perda de massa por imersão em função do Mini-MCV 10 a 15 tiver inclinação negativa ou a curva Mini-MCV em função da umidade de compactação tiver diminuição da inclinação para Mini-MCV crescentes.
11. No gráfico, os solos não lateríticos (N) ficam na parte superior e os lateríticos (L) na parte inferior. Já os coesivos estão localizados na direita e os não coesivos à esquerda. As primeiras letras da classificação N ou L são associadas às letras A', A, S' e G', indicando a fração granulométrica dominante.

3. CLASSIFICAÇÃO DE ROCHAS E SOLOS SEGUNDO A ABNT

A ABNT NBR 6205/95 define solo como um material proveniente da decomposição das rochas pela ação de agentes físicos ou químicos, podendo ou não conter matéria orgânica. Segundo a norma, existem quatro tipos de classificação dos solos, sendo elas:

1. A primeira é a geológica, aquela de natureza genética, segundo os processos de formação e evolução, tendo como base a geologia.
2. A classificação geotécnica leva em consideração as propriedades e características dos elementos que constituem o solo, como princípio o estudo da mecânica dos solos.

3. A classificação pedológica define as classes de solo segundo o grau de evolução do solo e desenvolvimento do seu perfil, modo de alteração definido pela natureza dos sesquióxidos liberados e presença de tipos de argila, tipo de distribuição da matéria orgânica e presença de certos fenômenos de evolução.
4. Já a classificação granulométrica se baseia nas dimensões dos grãos e partículas e suas porcentagens de ocorrência.

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6502/2022 - Rochas e solos - Terminologia

3.2. PROCEDIMENTOS

Utilizar o **Quadro 58** que resume as características de cada classificação e suas nomenclaturas.

Quadro 58. Classificação segundo granulometria do solo

Classificação	Subclassificação	Tamanho	Característica
Pedregulho (partículas entre 2 e 60 mm)	Fino	2 e 6 mm	Formados por minerais ou partículas de rocha, quando arredondados ou semi-arredondados, são chamados de cascalho ou seixo
	Médio	6 e 20 mm	
	grosso	20 e 60 mm	
Areia (partículas entre 0,06 e 2 mm)	fina	0,06 a 0,2 mm	Solos não coesivos e não plásticos formados por minerais ou partículas de rocha
	média	0,2 a 0,6 mm	
	grossa	0,6 a 2 mm	
Silte		0,002 a 0,6 mm	Solo com baixa ou nenhuma plasticidade que possui baixa resistência quando seco ao ar
Argila		< 0,002 mm	Solo de granulação fina que possui coesão e plasticidade

Fonte: ABNT NBR 6502/2022

4. CLASSIFICAÇÃO GRANULOMÉTRICA - TRIÂNGULO DE FERET

A classificação granulométrica depende basicamente da composição granulométrica, obtida como explicado no Capítulo 6 ou por análise mecânica, para determinar as porcentagens das frações de areia, silte e argila.

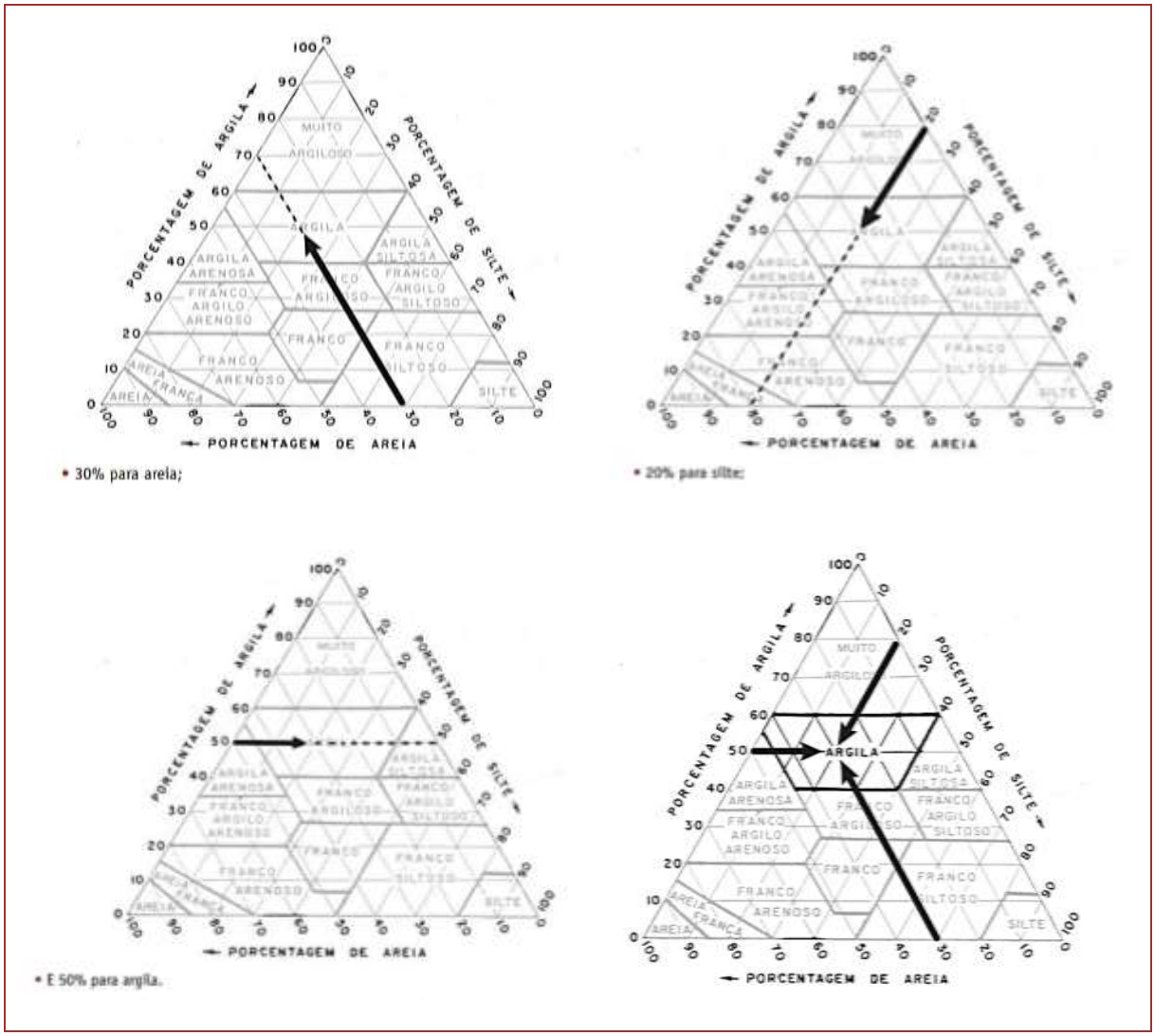
O triângulo textural ou triângulo de Feret é muito utilizado para fins agrícolas, mas pouco utilizado em Mecânica dos Solos. Cada lado do triângulo representa uma escala de zero a 100% de argila, silte e areia. Esse método não leva em conta a curva granulométrica nem considera a plasticidade, que tem importância na resistência, compressibilidade e permeabilidade dos solos.

4.1. PROCEDIMENTO

Através do processo de análise granulométrica, obtém-se uma distribuição quantitativa expressa em porcentagem das frações areia, silte e argila presentes na terra fina seca ao ar. Após essa determinação, o solo é classificado quanto à sua textura utilizando o triângulo textural.

Deve-se olhar a área do triângulo onde essa interseção se encontra, como mostra o exemplo da **Figura 80**.

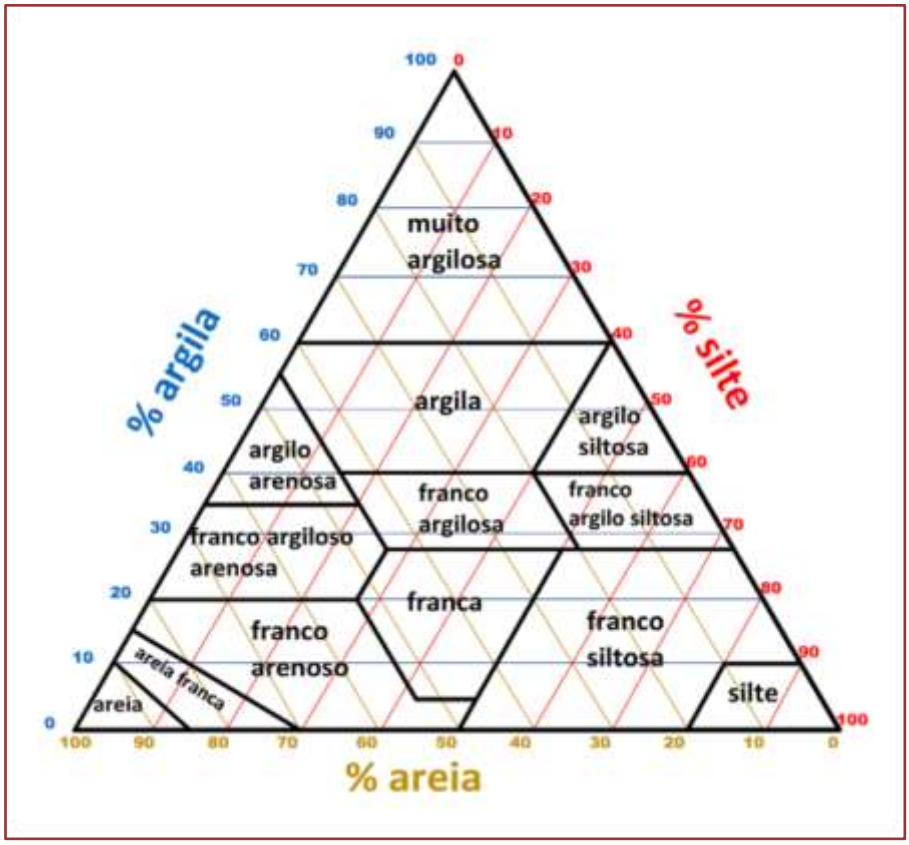
Figura 80. Exemplo de utilização do triângulo



Para determinar o tipo de solo, realiza-se o traçado do alinhamento da porcentagem de cada material, considerando seus respectivos lados. A interseção dos três percentuais no triângulo resultante determina o tipo de solo. No exemplo apresentado na **Figura 80**, a interseção das três retas caracterizou o material como argiloso.

A seguir temos a imagem do triângulo de Feret para ser utilizada na classificação dos solos na **Figura 81**.

Figura 81. Triângulo de Feret para classificação dos solos



Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

5. CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA – SUCS

Esse método de classificação, que foi generalizado para outras necessidades ao decorrer dos anos, foi elaborado por Casagrande para utilização em obras de aeroportos.

Neste sistema, a primeira etapa consiste em classificar o solo nos três grupos existentes:

1. Os solos grossos, são aqueles em que o diâmetro da maioria dos grãos é maior que 0,074 mm, ou seja, mais do que 50% dos grãos ficam retidos na peneira #200;
2. Os solos finos, a maioria dos grãos (mais do que 50% em peso) são menores do que 0,074 mm;
3. O terceiro grupo, são solos altamente orgânicos chamados de turfas, geralmente fibrilares e muito compressíveis.

Nesse sistema, os solos são identificados por duas letras, onde as 5 letras superiores são correspondentes ao tipo principal do solo e as letras seguintes aos dados complementares, ou seja, caracterizam o comportamento do solo.

Quadro 59. Terminologia do sistema unificado

Tipo principal de solo		
G	Gravel	Pedregulho
S	Sand	Areia
C	Clay	Argila
M	Mo (sueco)	Silte
O	Organic	Orgânico
Característica complementar		
W	Well graded	Bem graduado
P	Poorly graded	Mal graduado
L	Low	Baixa compressibilidade
H	High	Alta compressibilidade
Pt	Peat	Turfas

Fonte: Adaptado de Caputo, 1988.

5.1. PROCEDIMENTO

A. O primeiro passo para solos granulares (solos grossos) é:

1. Definir a fração granulométrica predominante, ou seja, classificá-la como pedregulho ou areia (G ou S). Depois de identificada a primeira característica, deve-se conhecer a quantidade de finos existentes, que será útil na determinação da segunda letra da classificação;

2. Se possuir menos de 5% do material passando pela peneira #200, deve-se observar sua composição granulométrica. Caso haja predominância de partículas com um diâmetro específico o solo é considerado mal graduado (P). O inverso ocorre quando existem grãos ao longo de uma faixa extensa de diâmetros, ou seja, o solo é identificado como bem graduado (W), pois essa variedade confere um melhor comportamento e entrosamento, gerando maior resistência;

3. Essa característica do solo (mal ou bem graduado) é expressa pelo coeficiente de não uniformidade (CNU), onde o numerador representa o diâmetro abaixo do qual se situam 60% das partículas e o denominador o diâmetro que na curva granulométrica representa a porcentagem que passa igual a 10% (diâmetro efetivo);

$$CNU = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

4. O coeficiente de curvatura (CC) também é utilizado no processo de caracterização do solo grosso pois identifica o formato da curva granulométrica e possíveis descontinuidades. Esse parâmetro é calculado pela equação abaixo:

$$CC = \frac{(D_{30^2})}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

5. Se possuir mais de 12% de finos, deve-se observar então as propriedades desses finos através da Carta de Plasticidade (**Figura**), já que essa característica passa a ser mais importante que a uniformidade dos grãos. Ou seja, o pedregulho ou areia poderá ser caracterizado de forma secundária como argiloso ou siltoso (GC/SC ou GM/SM).

6. Caso o solo grosso tenha entre 5 e 12% de finos, esse método preconiza que se determinem duas características secundárias, ou seja, uniformidade dos grãos e propriedade dos finos como mencionado nos itens 2 e 5 por exemplo GP-GC.

B. Quando a fração predominante do solo é fina

1. Deve-se classificar primeiramente como silte (M) ou argila (C), ou ainda solo orgânico (O) através dos índices de consistência que caracterizam o seu comportamento.

   a) A Carta de Plasticidade (Figura) relaciona o índice de plasticidade (IP) com o limite de liquidez (LL) através de uma reta inclinada (Linha A);

   b) Em solos argilosos essa relação se apresenta em forma de ponto acima da linha A. Solos orgânicos e siltosos representam pontos abaixo da linha A.

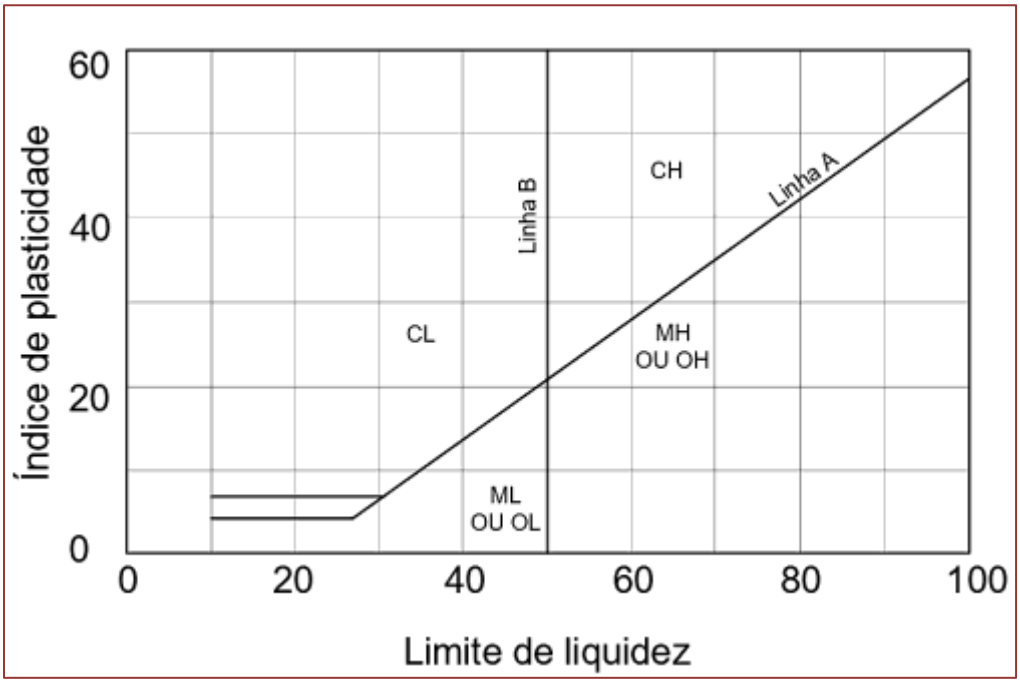
2. A característica complementar dos solos finos é sua compressibilidade baixa (L) ou alta (H) e se define em função do limite de liquidez ser superior ou inferior a 50 (representado pela Linha B).

   a) Obs.: Em solos grossos esse aspecto é desconsiderado;

3. Quando os pontos se apresentam localizados próximos às linhas A e B ou sob a faixa de IP 4 a 7, é indicado utilizar duas classificações como SC-SM (próximo da linha A) por exemplo ou CL-CH (próximo da linha B).

C. Para turfas (Pt), a classificação se apresenta observando a presença de fibras vegetais e em solos muito orgânicos.

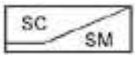
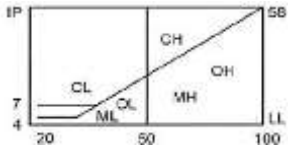
Figura 82. Carta de plasticidade



Fonte: Pinto, 2006

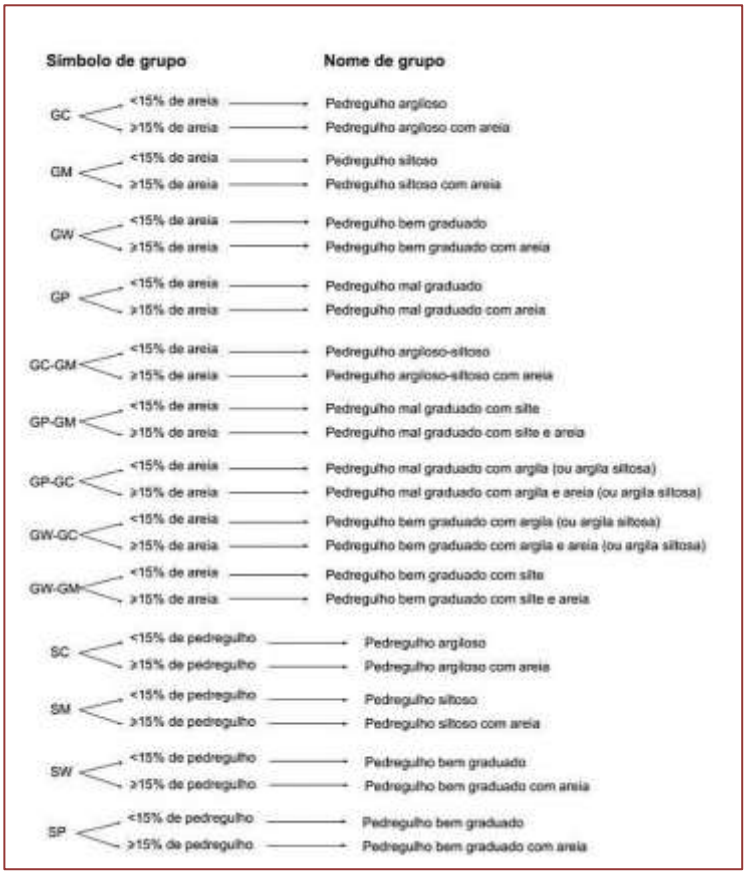
O **Quadro 60** apresenta o resumo do passo a passo que foi descrito anteriormente para a classificação pelo sistema unificado.

Quadro 60. Classificação pelo sistema unificado – SUCS

<table>
<tr><th>Classificação geral</th><th>Tipos principais</th><th>Predominância</th><th>Porcentagens</th><th colspan="2">Símbolos</th></tr>
<tr><td rowspan="8">% #200 < 50</td><td rowspan="4">Pedregulhos ou solos pedregulhosos</td><td rowspan="4">G > S : G</td><td rowspan="2">% #200 < 5</td><td>GW</td><td>CNU > 4 e 1 < CC < 3</td></tr>
<tr><td>GP</td><td>CNU > 4 ou 1 > CC > 3</td></tr>
<tr><td rowspan="2">% #200 >12</td><td>GC
GM</td><td> </td></tr>
<tr><td>5 < #200 >12</td><td colspan="2">GW - GC, GP - GM, etc</td></tr>
<tr><td rowspan="4">Areias ou solos arenosos</td><td rowspan="4">S > G : S</td><td rowspan="2">% P #200 < 5</td><td>SW</td><td>CNU > 6 e 1 < CC < 3</td></tr>
<tr><td>SP</td><td>CNU < 6 ou 1 > CC > 3</td></tr>
<tr><td rowspan="2">% P #200 >12</td><td>SC
SM</td><td>  </td></tr>
<tr><td>5 < #200 >12</td><td colspan="2">SW - SC, SP - SC, etc</td></tr>
<tr><td rowspan="6">% #200 > 50</td><td rowspan="6">Siltosos ou argilosos</td><td rowspan="2">C</td><td>CL</td><td rowspan="6" colspan="2">  </td></tr>
<tr><td>CH</td></tr>
<tr><td rowspan="2">M</td><td>ML</td></tr>
<tr><td>MH</td></tr>
<tr><td rowspan="2">O</td><td>OL</td></tr>
<tr><td>OH</td></tr>
</table>

Fonte: Adaptado de Pinto, 2006

Figura 83. Fluxograma para solos com pedregulho e areia



Fonte: Adaptado de BRAJA, página 102

OBS.: As possíveis combinações para a classificação do grupo S são: SC-SM, SP-SM, SW-SC e SW-SM, e seguem o mesmo processo de classificação usado para o grupo G, descrito acima **(Figura 83)**.

6. SISTEMA RODOVIÁRIO DE CLASSIFICAÇÃO - TRB

Esse método foi criado para ser utilizado na engenharia rodoviária para classificação dos subleitos em rodovias, originalmente nos Estados Unidos, e se baseia nos índices de consistência do solo e na granulometria.

De acordo com esse sistema, o solo é classificado em sete grupos principais: de A-1 a A-7, e, dividido em dois grandes grupos utilizando a porcentagem de 35% que passa na peneira #200. solos granulares (A-1, A-3 e A-2) ou silto-argilosos (A-4, A-5, A-6 e A-7).

6.1. PROCEDIMENTO

A utilização do **Quadro 61** para classificação se dá da esquerda para direita, de cima para baixo. Pelo processo de eliminação, o primeiro grupo da esquerda no qual os dados de ensaio se encaixam correspondem à classificação correta.

1. Deve-se verificar a porcentagem de material passante na peneira #200 para classificá-lo em um dos grandes grupos. Se o percentual de partículas passantes for 35% ou menos, o solo é considerado granular, se o percentual for superior a 35%, como silto-argilosos;

   a) Caso seja um solo granular, verifica-se a porcentagem passante nas peneiras #10 e #40, classificando-os como A-1, A-2 ou A-3 de acordo com o quadro;

   b) *Para os solos silto-argilosos, deve-se verificar o limite de liquidez e o índice de plasticidade da fração passante na peneira #40.*

2. Para o subgrupo A-7-5, o valor de IP < LL – 30, e para o subgrupo A-7-6, o valor de IP > LL-30.

Quadro 61. Classificação pelo sistema TRB

Classificação geral	Solos granulares $P_{200} < 35\%$							Solos silto-argilosos $P_{200} > 35\%$			
Grupos	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Subgrupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5 A-7-6
P_{10}	<50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P_{40}	<30	<50	>50	-	-	-	-	-	-	-	-
P_{200}	<15	<25	<10	<35	<35	<35	<35	>35	>35	>35	>35
LL	-	-	-	<40	>40	<40	>40	<40	>40	<40	>40
IP	<6	<6	NP	<10	<10	>10	>10	<10	<10	>10	>10
Índice de Grupo (IG)	-	-	-	-	-	<4	<4	<8	<12	<16	<20
Tipo de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia Fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como subleito	Excelente a bom					Regular a mau					

Fonte: CAPUTO, 1988.

Para se classificar a qualidade de um solo como material de subleito de rodovia, deve-se incorporar um número chamado de índice de grupo (IG) com os grupos e subgrupos do solo. (BRAJA, 2010).

O índice de grupo necessário no **Quadro 61** define a capacidade de suporte do terreno de um pavimento, sua indicação é feita entre parênteses acompanhando a nomenclatura da classificação e é calculado pela fórmula:

$$IG = 0{,}2\,a + 0{,}005\,c + 0{,}01\,bd$$

Variando de 0 a 20 e expresso em número inteiro positivo. Onde:

a. % passante na P200-35%, variando entre 0 e 40 (se P200 > 75, anota-se 75. Se P200 < 35, anota-se 0);

b. % passante na P200-15%, variando entre 0 e 40 (se P200 > 55, anota-se 55. Se P200 < 15, anota-se 0);

c. LL - 40%, variando entre 0 e 20 (se LL > 60, anota-se 60. Se LL < 40, anota-se 0);

d. IP - 10%, variando entre 0 e 20 (se IP > 30, anota-se 30. Se IP < 10, anota-se 0).

Segundo o **Quadro 61** pode-se observar que o material mais adequado para um subleito é um solo bem graduado com frações de pedregulho e areia, que contém um pouco de finos que servem de agente de ligação, ou seja, o solo A-1. Já os solos que possuem grande proporção de finos não são considerados adequados, classificados como regular a mau entre A-4 a A-7, na ordem decrescente de indicação para subleitos. Em geral, a qualidade do desempenho de um solo como material de subleito é inversamente proporcional ao índice de grupo.

OBSERVAÇÕES:

Se a equação produzir um valor negativo para o IG, este é considerado 0. O índice de grupo de solos que pertencem aos grupos A-1, A-3, A-2-4 e A-2-5, é sempre zero. E, o valor obtido ao calcular o IG deve ser arredondado para o número inteiro mais próximo.

7. CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO – NOTA TÉCNICA

7.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 6484/2020 - Sondagem de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio

Essa norma regulamenta a identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos (SPT). Pelas suas definições:

1. Solos grossos são aqueles onde mais da metade dos grãos são visíveis a olho nu, ou seja, areia e pedregulhos;
2. Solos finos são aqueles onde mais da metade das partículas tem dimensão não visível a olho nu, ou seja, argilas e siltes;

3. Os solos orgânicos possuem cores escuras e contém grande quantidade de matéria orgânica na sua composição.

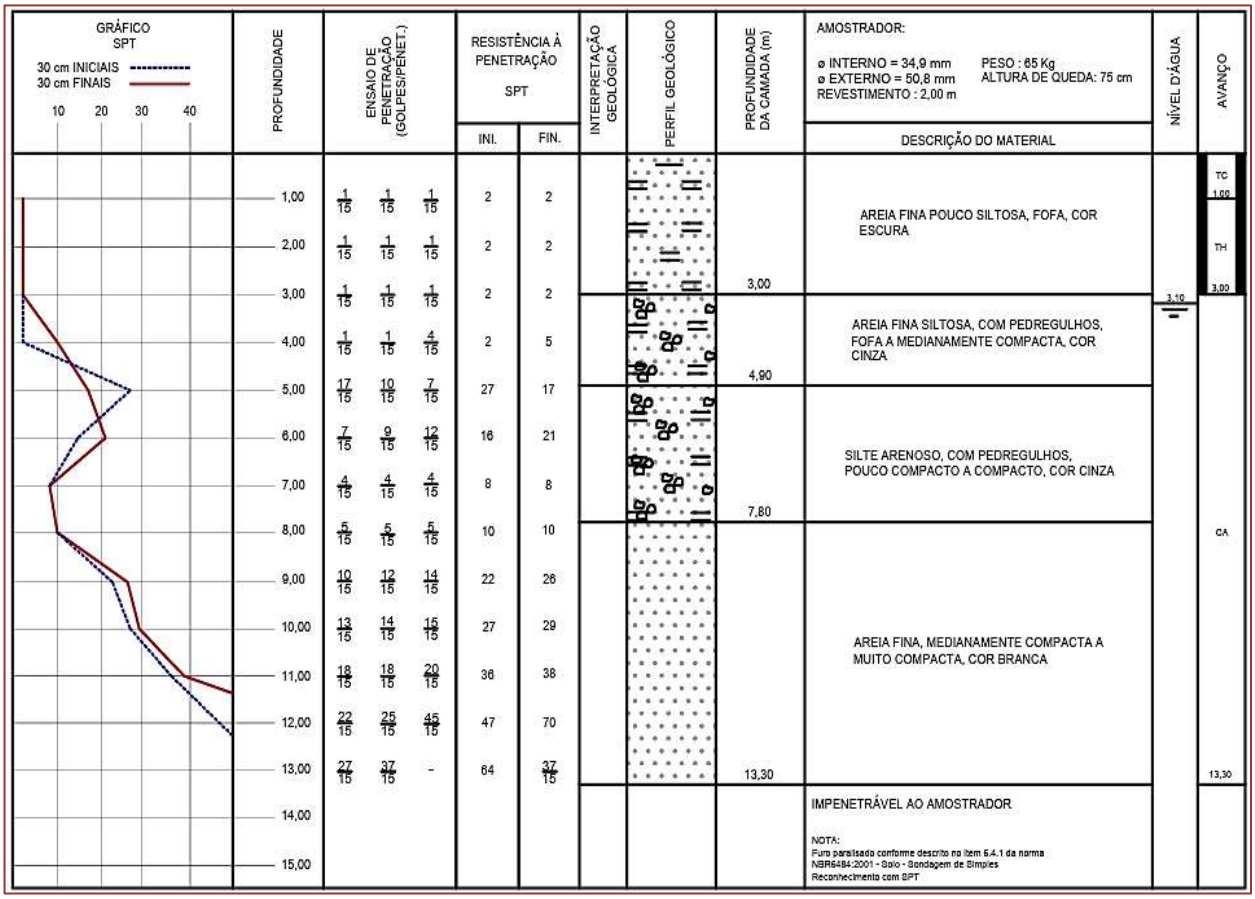
Com base nos resultados penetrométricos, feitos durante a sondagem, os solos são classificados pela sua compacidade (para solos grossos) e pela consistência (solos finos). Desse ensaio se obtém o índice de resistência à penetração, que pode ser utilizado no Quadro 5 para classificar o solo.

Quadro 62. Classificação dos solos com o índice de resistência à penetração

Solo	Índice de resistência à penetração	Designação
Areia e silte arenoso	≤ 4	fofa
	5 a 8	pouco compacta
	9 a 18	medianamente compacta
	19 a 40	compacta
	> 40	muito compacta
Argila e silte argiloso	≤ 2	muito forte
	3 a 5	mole
	6 a 10	média
	11 a 19	rija
	> 19	dura

Fonte: ABNT NBR 7250/82

Figura 84. Exemplo classificação do solo a partir do índice de resistência à penetração



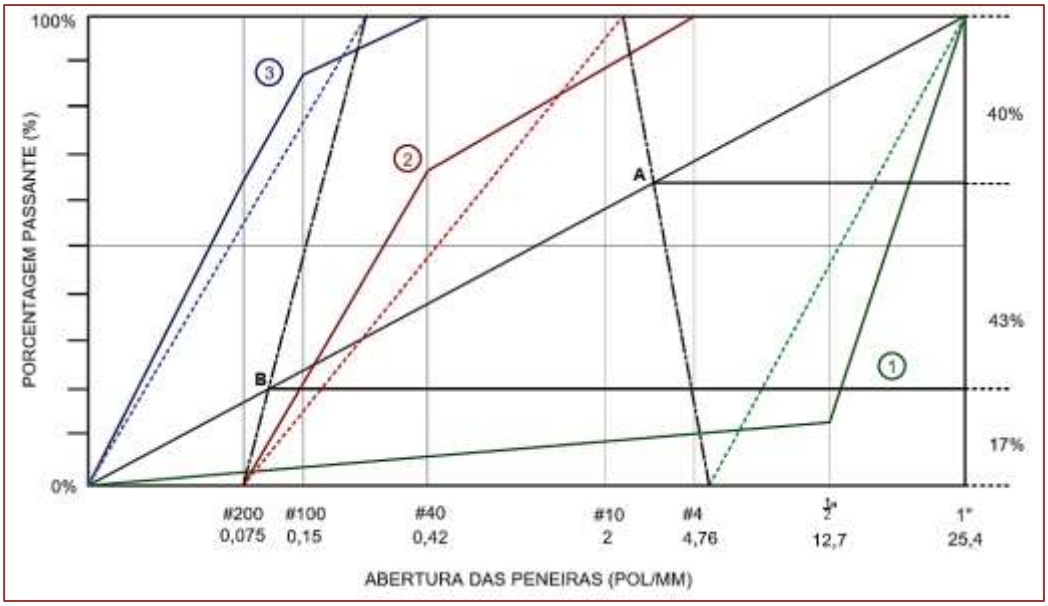
8. MÉTODO DE CORREÇÃO ROTHFUCHS – NOTA TÉCNICA

A estabilização granulométrica consiste na modificação de algumas propriedades a fim de melhorar o seu comportamento considerando a sua aplicação no campo da engenharia. É realizada a partir da combinação de dois ou mais materiais (solos e/ou agregados), a partir de proporções adequadas buscando um produto com características melhores que os originais.

Um dos métodos utilizados para a estabilização granulométrica é o método gráfico de Rothfuchs, seguindo as seguintes etapas:

1. Calcula-se a curva granulométrica média da mistura desejada
2. Em um sistema de eixos coordenados, marca nas ordenadas a porcentagem em peso passante. Traça-se uma reta diagonal, e a partir dela marca nas abscissas a abertura de peneiras correspondente à porcentagem passante.
3. Traça-se as curvas granulométricas dos materiais.
4. Substitui-se as curvas por segmentos de retas únicos, que cortam a reta diagonal e que se aproximam das curvas granulométricas originais.
5. Liga-se às extremidades opostas dos segmentos. A interseção dos novos segmentos com a reta diagonal determina a proporção de cada material a ser utilizado na mistura, que devem ser lidas nas ordenadas.

Figura 85. Aplicação do método de correção Rothfuchs



A definição da quantidade de cada material em uma mistura é realizada a partir de um modelo estabelecido da porcentagem dos diâmetros de grãos ideais. Esse modelo estabelece uma reta base, que serve como referência para determinar a quantidade de cada material a ser utilizado na mistura. Cada material possui uma variação de porcentagem passante por tamanho de peneira, e essas variações são representadas por retas proporcionais às curvas granulométricas específicas de cada material.

Para cada tipo de material, as retas proporcionais às curvas granulométricas substituem as variações de porcentagem passante por tamanho de peneira. As extremidades dessas retas são conectadas, e a interseção com a reta da granulometria ideal fornece as quantidades específicas de cada material a serem utilizadas na mistura.

Um exemplo prático desse processo é apresentado na **Figura 84**, que exibe três tipos de material com granulometrias distintas. A curva identificada como número 1 (verde) representa uma granulometria com baixa porcentagem de finos, destacando-se pela predominância de grãos com diâmetro superior a 12,7 mm. A curva número 3 (azul) é caracterizada por uma presença significativa de finos, com diâmetros de grãos não ultrapassando 0,42 mm. Já a curva número 2 (vermelha) exibe uma variação de grãos entre 0,075 e 4,76 mm, caracterizando-se como uma distribuição mediana de tamanhos de grãos.

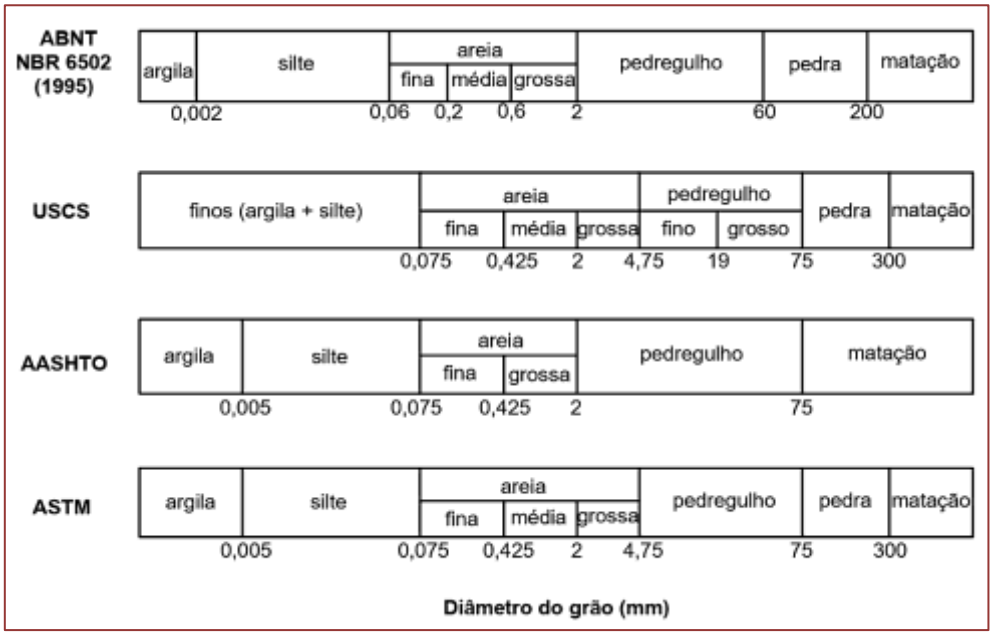
A combinação destes três materiais visa obter um solo com uma variabilidade granulométrica desejada. Cada material contribui com concentrações específicas de diâmetros de grãos, resultando no resultado desejado para a mistura final.

9. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA, LIMITES DE ATTERBERG E TÁTIL VISUAL (IPT, ABNT, DNIT, MIT)

A análise granulométrica permite a divisão das partículas em grupos pelas suas dimensões e determina suas proporções, considerando o peso total da amostra. O ensaio para a análise granulométrica é um ensaio básico para a identificação do solo, a partir dos sistemas de classificação adotados na engenharia de solos.

A maioria dos sistemas de classificação dos solos divide as partículas nas seguintes categorias: matacão, pedra, pedregulho, areia, silte e argila. A **Figura 86** apresenta as determinações a partir de alguns sistemas de classificação dos solos.

Figura 86. Classificação do solo a partir da granulometria



Fonte: Suporte

Os ensaios dos limites de Atterberg proporcionam informações importantes para a classificação e a previsão do comportamento dos solos finos. A partir da realização dos ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, com os resultados é possível obter 3 importantes índices para classificação do solo: índice de plasticidade (IP), índice de atividade (IA) e o índice de liquidez (IL) ou consistência (IC).

O índice de plasticidade é a diferença entre o limite de liquidez e o de plasticidade. Quanto maior for o IP, mais compressível é o solo. Podendo ser classificados a partir do **Quadro 63**.

Quadro 63. Classificação do solo a partir do índice de plasticidade

Variação do IP	Classificação
1<IP≤7	Fracamente plástico
7<IP≤15	Medicamente plástico
15< IP	Altamente plástico

Fonte: Caputo (1988)

O índice de atividade relaciona o índice de plasticidade com a porcentagem de grãos finos presentes no solo obtendo o potencial de expansão dos argilominerais.

Quadro 64. Classificação do solo a partir do índice de atividade

Índice de atividade	Classificação da argila
< 0,75	Inativa
0,75 - 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

Fonte: Skempton (1953)

E, o índice de liquidez é definido em função do índice de liquidez apresentado no **Quadro 65**.

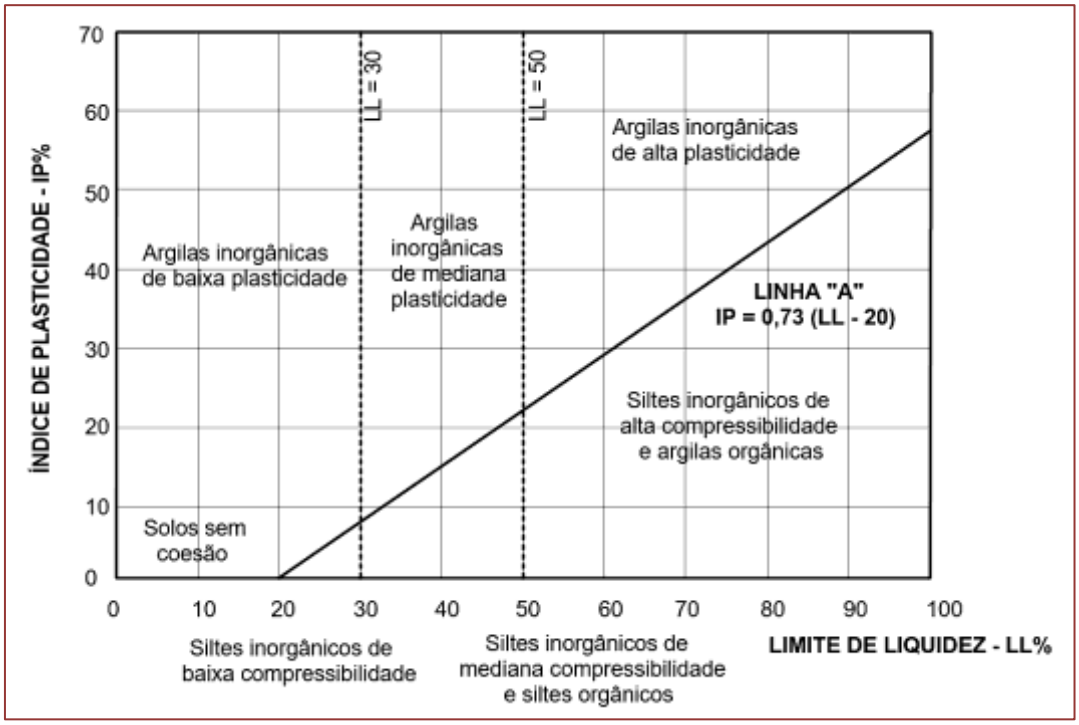
Quadro 65. Classificação do solo a partir do índice de liquidez

Índice de liquidez	Classificação
IL < 0	Consistência de vaza
0 < IL ≤ 0,5	Consistência mole
0,5 < IL ≤ 0,75	Consistência média
0,75 < IL ≤ 1	Consistência rija
IL > 1	Consistência dura

Fonte: Caputo (1988)

Além disso, a partir da realização das pesquisas de Arthur Casagrande foi elaborado um gráfico (**Figura 87**), que torna possível a classificação de um solo a partir das suas propriedades plásticas.

Figura 87. Gráfico de plasticidade



Fonte: FSP (2014)

10. CLASSIFICAÇÃO POR CORRELAÇÕES-INDIRETAS (PMT, CPT, DMT E RESISTIVIDADE) – NOTAS TÉCNICAS

Foi proposta uma relação, que aborda a aplicabilidade e utilização dos testes in situ. Essa relação, elaborada por Wroth (1984) e Robertson (1986), estabelece a correspondência entre o tipo de equipamento utilizado e diversos parâmetros, considerando também o tipo de solo. Essa relação permite uma avaliação do nível de eficiência do equipamento em diferentes cenários, oferecendo uma avaliação ampla da sua aplicabilidade.

Onde sua aplicação é avaliada em: A-alta; B-moderada; C-baixa e (*) - não aplicável.

10.1. PRESSIÔMETRO DE MÉNARD

O ensaio pressiométrico, conforme descrito por Baguelin (1978), baseia-se na expansão de uma cavidade cilíndrica formada no solo para medir a relação entre a pressão aplicada e a deformação do solo. Na prática, o solo de interesse é perfurado usando um trado para criar um furo cilíndrico, com precauções para minimizar a desestruturação da camada. A sonda pressiométrica é então inserida e inflada, resultando na expansão da sonda e na deformação do furo devido ao deslocamento de água e gás sob pressão para a sonda. O aumento de volume da sonda ocorre apenas na direção radial da cavidade.

Figura 88. Pressiômetro de Ménard

Fonte: VIANA (2018)

Quanto à descrição do ensaio, deve ser conduzido pela aplicação de pressão na sonda, que está inserida em um pré-furo existente. Essas pressões são aplicadas em intervalos de 1 minuto, com um total de 8 a 14 incrementos de pressão em um ensaio típico. Durante cada aumento de pressão, realiza-se a leitura do volume de água deslocado em intervalos de 15, 30 e 60 segundos. Ao concluir o ensaio, os procedimentos são repetidos em uma nova profundidade. É importante ressaltar que o ensaio está restrito ao tamanho da sonda, evitando que uma mesma camada seja ensaiada mais de uma vez. Este cuidado garante a integridade e representatividade dos resultados obtidos.

O ensaio fornece informações importantes, incluindo o módulo pressiométrico de Ménard, a pressão limite de Ménard e a pressão residual. Esses resultados são fundamentais para avaliar diversos parâmetros por meio de correlações. Entre os parâmetros avaliados estão o módulo de elasticidade do solo (E), a resistência não drenada dos solos argilosos saturados (Su), a resistência drenada dos solos arenosos (ø), bem como a capacidade de carga e os recalques em fundações rasas e profundas. Fornecendo uma compreensão importante das propriedades do solo, aplicadas em projetos geotécnicos e de engenharia civil.

10.2. DILATÔMETRO DE MARCHETTI (DMT)

O DMT (Dilatometer Test) é projetado para medir a tensão e o módulo de deformação do solo diretamente no local. O dispositivo inclui uma lâmina fina com uma membrana circular em uma de suas faces. A lâmina dilatométrica está conectada a uma unidade de controle alimentada por pressão de gás e corrente elétrica, através de um cabo

eletropneumático que passa por hastes metálicas. A expansão e contração da membrana ocorrem quando o gás é introduzido ou retirado da lâmina. A esbeltez da lâmina dilatométrica é projetada para minimizar o impacto na camada de solo durante a cravação.

Figura 89. Unidade de controle

Fonte: ARCHUS (2018)

Figura 90. Lâmina do DMT

Fonte: ARCHUS (2018)

Com a realização dos ensaios são realizadas leituras corrigidas em função das calibrações e do desvio do zero do medidor. Marchetti (1980), baseando-se na abordagem de Gravesen, onde considera modela a expansão da membrana como o carregamento de uma área circular em uma superfície de um semi-espaço infinito elástico, assumindo a ausência de movimentos normais a essa superfície, derivou uma equação para determinar o módulo dilatométrico, calculado a partir da diferença entre as pressões. Ele considerou que o módulo dilatométrico é uma função do módulo de Young e do coeficiente de Poisson. O ensaio dilatométrico é conduzido em condições drenadas para áreas, não drenadas para argilas e parcialmente drenadas para silte e misturas argila-areia.

O ensaio caracteriza-se após a cravação da lâmina dilatométrica na profundidade desejada, a membrana inicialmente se encontra em uma condição contraída devido ao

empuxo ativo do solo, diferente da tensão horizontal real do solo. A expansão da membrana é realizada aplicando pressão até que um sinal de áudio contínuo seja ouvido na caixa de controle. Esse sinal cessa quando a membrana atinge uma expansão de 0,05 mm. A pressão lida no manômetro, chamada de A, é considerada como a pressão inicial corrigida pela calibração para posicionar o solo teoricamente antes da inserção da lâmina no terreno.

Em seguida, a expansão da membrana continua aumentando gradualmente a pressão de gás. Quando a lâmina atinge 1,1 mm de expansão, o sinal de áudio é acionado novamente, e a leitura B no manômetro é registrada antes de desligar o sinal. A membrana é desinflada, aliviando a pressão até que retorne à sua posição inicial. Neste ponto, o sinal pode ser acionado novamente para obter a leitura C. Esse procedimento é repetido para novas profundidades, seguindo os passos descritos acima.

O teste dilatométrico, realizado in-situ, fornece valores em vários pontos e profundidades do terreno. Através desses ensaios, é possível obter importantes parâmetros do solo investigado, incluindo o coeficiente de empuxo em repouso (Ko), o módulo de elasticidade (E), a resistência ao cisalhamento não drenada em argilas (Su), o ângulo de atrito interno em areias (F), a classificação granulométrica e a razão de sobre adensamento (OCR). Essa abordagem abrangente proporciona uma compreensão mais completa das características do solo em diferentes locais e profundidades.

10.3. ENSAIO DE PENETRAÇÃO DO CONE (CPT)

O ensaio Cone Penetration Test (CPT) envolve a cravação lenta e estática de um cone mecânico ou elétrico, que registra dados a cada 20 cm e os armazena em um computador. O cone, acoplado a uma bomba hidráulica, penetra no solo a uma velocidade de 2 cm por segundo, sendo o próprio equipamento responsável pela cravação, atuando como uma prensa hidráulica. Após a cravação, os dados são automaticamente coletados, e o sistema registra continuamente os índices ao longo da profundidade. Este método de investigação do solo fornece a resistência de ponta (qc), a resistência do atrito lateral (fs) e a correlação entre ambas (Fr, expressa em %), possibilitando a identificação do tipo de solo.

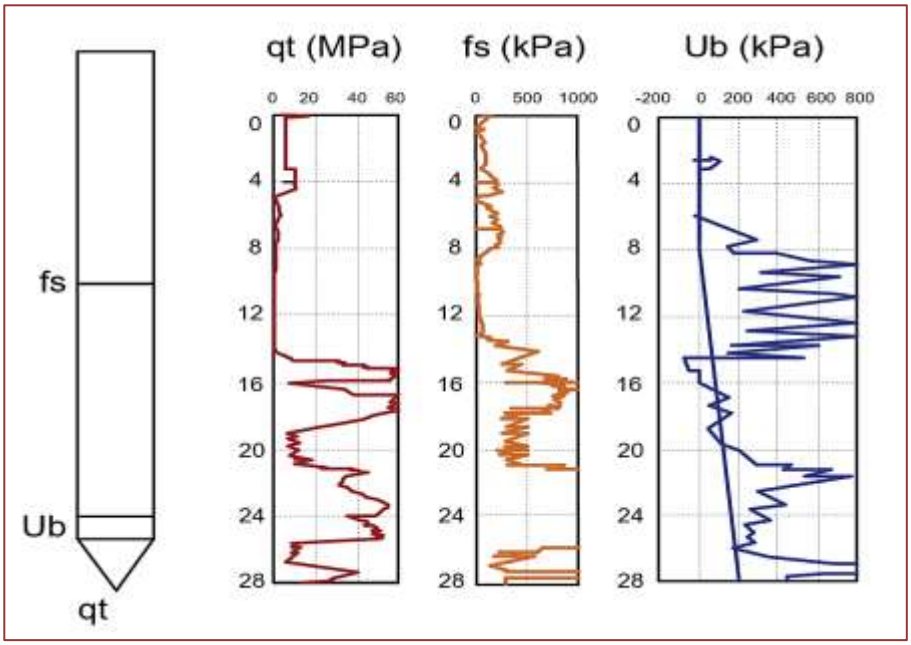
Segundo a NBR 12069 MB 3406, o método tem como objetivo determinar a resistência do solo à penetração estática e contínua ou incremental, por meio da utilização de uma ponteira padronizada, definida pelos componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. Esse método fornece dados para analisar as propriedades dos solos, que serão fundamentais para o projeto e a construção de obras de terra e de fundações de estruturas.

O relatório deste ensaio deve conter todo o processo executivo do procedimento, incluindo a descrição dos trabalhos, a aparelhagem utilizada e a apresentação dos resultados da aferição do sistema de medição dos esforços. Além disso, deve ser adicionado uma planta de locação detalhada dos pontos apresentados em escala, contendo os dados planialtimétricos e um gráfico dos valores de componentes de resistência em função da profundidade e em escala apropriada para o ensaio.

O penetrômetro piezocone elétrico (CPTu) é estabelecido como padrão para a caracterização geotécnica e geoambiental do solo. Essa ferramenta básica de CPTu mede a resistência da ponta, a pressão dinâmica dos poros e o atrito da luva continuamente

durante a penetração. O resultado é um perfil contínuo eletrônico de dados do solo, proporcionando parâmetros de design e aplicações diretas de design.

Figura 91. Desenho esquemático de ponteira e dos resultados obtidos para resistência de ponta, resistência lateral e poropressão.



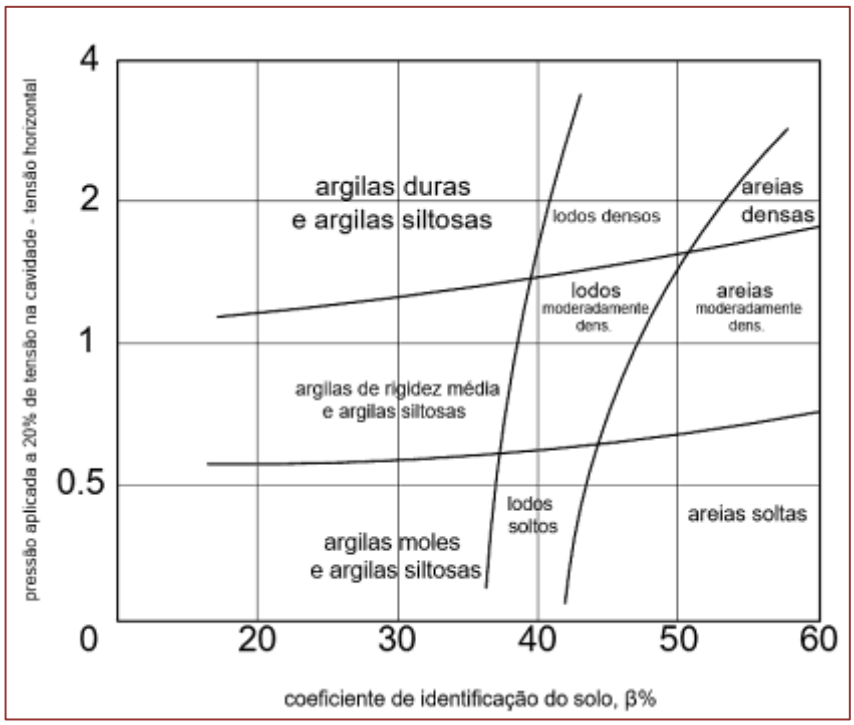
11. CORRELAÇÃO DOS PRINCIPAIS ENSAIOS DE CAMPO – NOTA TÉCNICA

A forma das curvas ideais do pressiômetro pode ser usada para identificar o principal tipo de solo. Baguelin (1982) propôs que o formato do teste de PAS poderiam ser usados para fornecer um coeficiente de identificação contendo solo, tal que:

$$\beta = (\frac{p_{20} - p_5}{p_{20} - \sigma_h}) \times 100$$

Onde, p20 é a pressão aplicada a 20% de deformação ep, é a pressão aplicada a 5% de deformação. Um resumo quanto a classificação do solo proposta por Baguelin (1982) e Becue et al. (1986) para os testes de PAS é apresentado na **Figura 92.**

Figura 92. Classificação do solo baseada em testes de pressiômetro autoperfurante



Fonte: Adaptado de Clarke (1995)

É possível aplicar essa teoria para um teste PBP, entretanto devido à variabilidade do diâmetro da bolsa, ocorre uma dispersão muito maior no equivalente/parâmetro. Usando um método alternativo é correlacionar a rigidez, apresentando o valor inicial parte da curva de teste, e resistência, representando a última parte da curva, com tipo de terreno, apresentado no **Quadro 66**.

Quadro 66. Tipos de solos do teste MPM

Tipo de solo	PE
Areia muito solta a solta	4-7
Areia média a densa	7-10
Turfa	8-10
Argila macia e firme	8-10
Argila dura a muito dura	10-20
Loss	12-15
Rocha intemperizada (depende do grau)	8-40

Fonte: Adaptado de Clarke (1995)

O módulo de Ménard ou módulo pressiométrico é um módulo clássico inicial Retira da inclinação do gráfico que identificado na curva de fluência como os limites de resposta elástica. A inclinação é uma função do módulo de cisalhamento do anel perturbado e fornece o módulo de Ménard. Definido como:

$$E_m = 2{,}66\,[V_0 + 0{,}5\,(V_B - V_A)]\,\frac{p_A - p_B}{V_A - V_B}$$

Onde V_0 é o volume da sonda, V_A é o volume a pressão p_A e V_B é o volume a pressão p_B . Já o fator 2,66 baseia-se na suposição de que o índice de Poisson para solos é 0,33. Entretanto na Rússia, o módulo é definido como:

$$E = K_r\, a_A\, \left(\frac{p_A - p_B}{a_A - a_B}\right)$$

Onde K_r é um coeficiente que depende do tipo de solo, relacionado no **Quadro 67**, a_A é o raio da cavidade em A e a_B é o raio da cavidade em B.

Quadro 67. Valores do coeficiente K para uso em testes PBP

Tipo de solo	Propriedades	Profundidade de teste (m)	Tipo de teste	K_r
Areias e cascalho	-	-	Lento	1.3
Areias argilosas e siltosas	-	-		1.35
Argilas	-	-		1.42
Areias	e<0.5	0-10	Rápido	2.5
	0.5<e<0.8			2.25
	e>0.8			2.0
Argilas	LL<0.25	0-10	Rápido	2
	0.25<LL<0.5			3
	LL>0.5			4
Argilas	LL<0.25	10-20	Rápido	1.75
	0.25<LL<0.5			2.5
	LL>0.5			3.5

Fonte: Adaptado de Clarke (1995)

Devido à continuidade do teste de Cone Penetrometer Test (CPT), ele oferece detalhes mais abrangentes em comparação com os testes realizados com o Standard Penetration Test (SPT). Isso é importante ao detectar alterações locais no perfil do solo. Essa distinção é evidente em solos moles a firmes, onde os valores de SPT N podem ser

nulos ou muito baixos, o que dificulta a avaliação pelos projetistas. Entretanto, o teste de CPT fornece informações mais detalhadas que possibilitam a interpretação de parâmetros padrão.

Para solos mais rígidos e arenosos, os valores de SPT N muitas vezes são suficientes para a avaliação. Na ausência dos resultados de ambos os testes, os projetistas podem recorrer à relação CPT-SPT. Alguns autores oferecem relações fundamentadas em experiências adquiridas em testes in situ e calibrações entre si. Após a análise dos trabalhos de Sanglerat (1972) e Schmertmann (1970, 1978), que exploraram a relação q/N para diferentes tipos de solos, os valores são apresentados no **Quadro 68**.

Quadro 68. Razões de q/N

Solo	qc (kPa)/N60
Siltes, siltes arenosos, mistura silte-areia ligeiramente coesa	200a (200-400)b
Limpe areias finas e médias e areia levemente siltosas	300-400a (300-500)b
Areias grossas e areias com pouco cascalho	500-600a (400-500)b
Cascalho arenoso e cascalho	800-1000a (600-800)b

Fonte: AMERATUNGA et al (1995)

Com a realização de estudos observou-se que a dispersão de resultados pode ser racionalizada quando a relação é comparada com o tamanho médio dos grãos (D50). A importância da avaliação do tamanho dos grãos onde as curvas assumem a forma de:

$$\frac{(\frac{q_c}{p_A})}{N_{60}} = cD_{50}$$

Para a utilização da fórmula X, é necessário o tamanho médio dos grãos (D50). Se os resultados não estiverem disponíveis, deve-se estimar o valor de D50. Jefferies e Davies (1993) apresentaram em método para obter este valor, utilizando os resultados de CPTu. A partir do uso do índice do tipo de comportamento do solo (SBT), correlaciona CPT e SPT. Aplicando o SBT, Lunne et al. (1997) fornece a seguinte relação.

$$\frac{(\frac{q_c}{p_A})}{N_{60}} = 8{,}5(1 - \frac{I_c}{4.6})$$

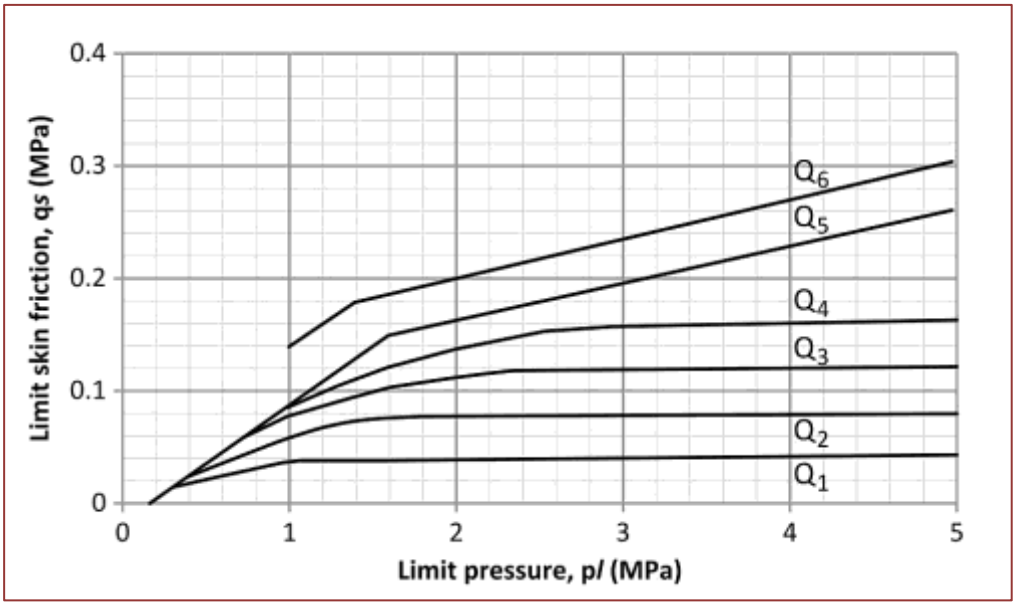
Em alguns países, os solos não são adequados para o uso do SPT, apesar de ser o único tipo de teste disponível. Buscando a praticidade, Bustamante e Gianeselli (1993) apresentam um gráfico de correção (**Figura 93**) para os valores SPT N e qc do CPT em relação aos resultados do teste de pressiômetro, conforme apresentado no **Quadro 69**.

Quadro 69. Fatores de suporte final para fundações profundas (kg)

Solo	Categoria	Kp	
		Não deslocamento	Deslocamento
Argila e lodo	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Areia e Cascalho	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Giz	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Mari e Marga Calcária	A	1.8	2.6
	B		
Rocha fraca	A	1.1 - 1.8	1.8 - 3.2
	B		

Fonte: AMERATUNGA et al (1995)

Figura 93. Pressiômetro tipo Menàrd - limita o atrito da pele



Fonte: Adaptado de Bustamante e Granesello (1999)

CAPÍTULO

08 Compactação dos Solos

1. INTRODUÇÃO

A compactação de solos é utilizada em muitas obras de engenharia como em camadas constitutivas dos pavimentos, barragens, muros de arrimo e valetas comuns. Esse processo tem como objetivo reduzir recalques futuros, aumentar a rigidez e a resistência do solo e reduzir a permeabilidade. Basicamente, a compactação é o método de densificar o solo por meio de equipamentos mecânicos (rolo compactador, soquetes etc.) para aumentar o contato entre os grãos e tornar o solo mais homogêneo, pois suas propriedades melhoram com essa condição.

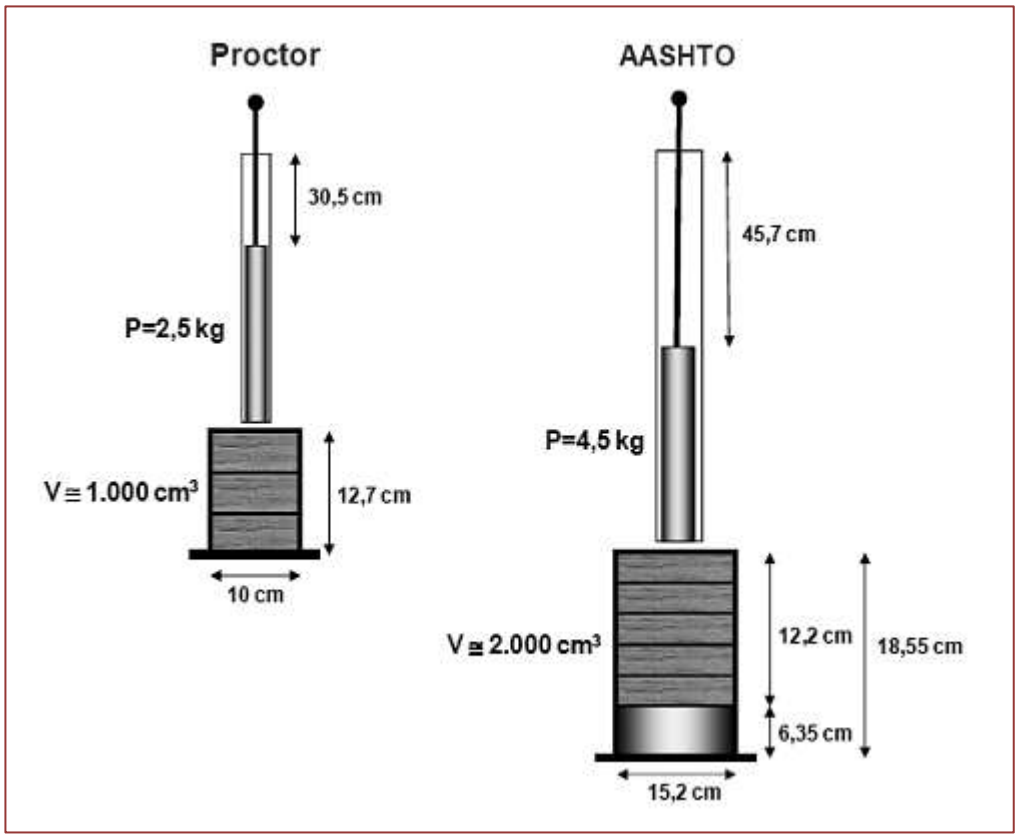
O engenheiro Proctor (1933) estudou compactação de aterros, mostrando que com um número de passadas de equipamento compactador no campo ou golpes de soquete sobre solo num molde, a massa específica resultante se dá em função da umidade em que o solo se encontra. Na compactação, a quantidade de partículas de água permanece constante, ou seja, o que é eliminado é o ar dos vazios. Em solos mais úmidos a água provoca uma lubrificação entre os grãos que se acomodam entre si e em solos mais secos ocorre um atrito entre as partículas e não se consegue uma redução de vazios considerável. A energia de compactação é definida pela expressão:

$$EC = \frac{MHN_gN_c}{V}$$

Onde M é a massa do soquete, H é a altura de queda do soquete, Ng é o número de golpes por camada, Nc é o número de camadas e V o volume de solo compactado (PINTO, 2006).

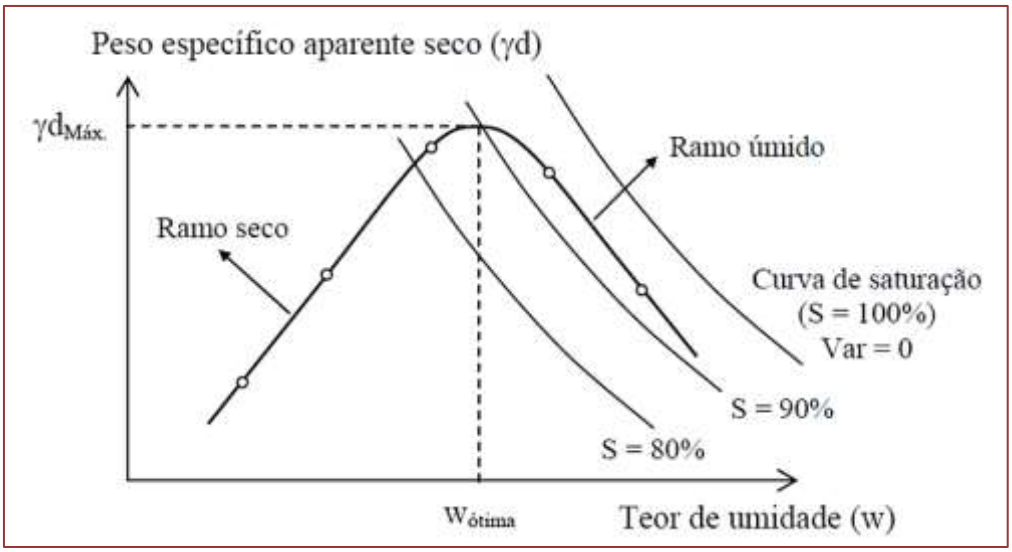
O ensaio de Proctor normal de compactação diz respeito a energia aplicada, ou seja, é utilizado um cilindro padrão de 10 cm de diâmetro, com 12,73 cm de altura, volume de 1000 cm^3 e submetida a 26 golpes por um soquete de 2,5 kg caindo de 30,5 cm de altura. A energia desse ensaio, calculada, é de aproximadamente 6 $kg.cm/cm^3$ para essas dimensões e especificações mencionadas que correspondem ao ensaio convencional. Posteriormente, surgiu o ensaio modificado de Proctor, onde geralmente se realiza no cilindro grande aplicando 55 golpes do soquete em 5 camadas. Esse ensaio é referência para compactação de camadas mais importantes dos pavimentos, ou seja, onde a melhoria das propriedades do solo para suportar as solicitações do tráfego justifica o emprego de uma energia maior, gerando também mais custos (PINTO, 2006).

Figura 94. Equipamentos para o Ensaio de Proctor



Fonte: Suporte Sondagens e Investigações (2018)

Figura 95. Curva de compactação

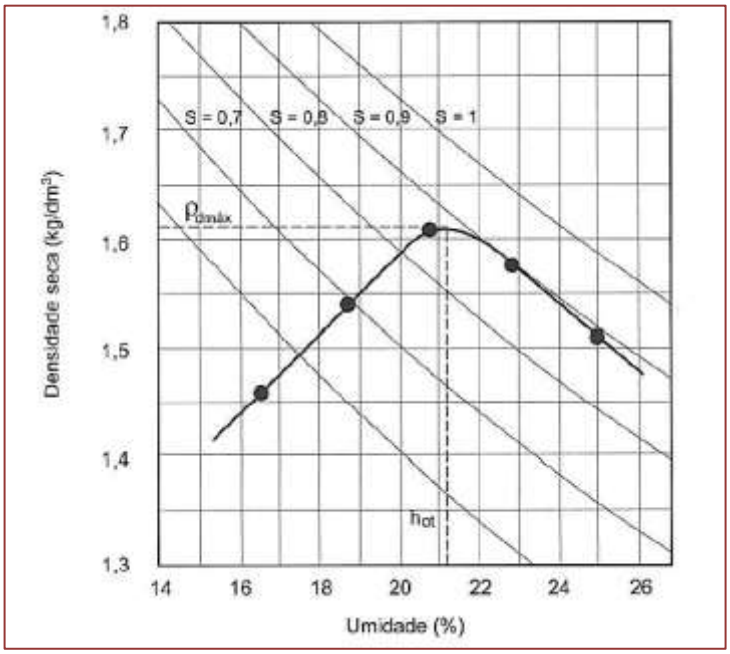


Fonte: Pereira (2013)

Como apresentado na **Figura 95**, a curva de compactação é separada em dois ramos. O ramo ascendente é denominado ramo seco, onde a água lubrifica as partículas e facilita o arranjo delas provocando o crescimento no valor da massa específica aparente. Já no ramo descendente, a água abate a compactação e o solo passa a ter mais água que sólidos, justificando a diminuição no valor da massa específica seca.

Recomenda-se traçar a curva de saturação, no mesmo desenho da curva de compactação. As equações determinam família de curvas que dependem só da massa específica dos sólidos. O solo pode ficar abaixo da curva de saturação, porém não acima dela. Os pontos ótimos de compactação situam-se em torno de 80 a 90% (CAPUTO, 1998).

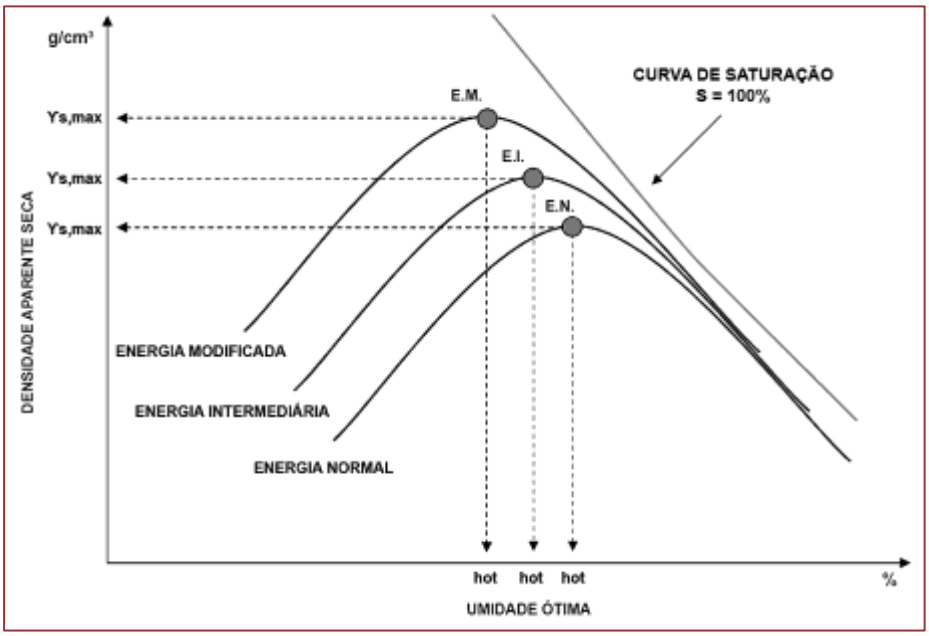
Figura 96. Exemplo de curva de compactação com várias curvas de saturação



Fonte: Pinto, 2006.

De acordo com a **Figura 96**, que apresenta o comportamento do gráfico de compactação em relação a energia aplicada no ensaio, nota-se que uma maior energia conduz a uma maior densidade seca máxima e uma menor umidade ótima, deslocando a curva para a esquerda e para o alto. Isso significa que quando o solo está na condição de umidade abaixo da ótima, a aplicação de maior energia provoca um aumento da densidade seca, mas quando é maior que a ótima, o esforço de compactação gera poucos resultados pois não consegue expulsar o ar dos vazios. A insistência da passagem de equipamentos compactadores quando o solo já está muito úmido faz ocorrer o solo borrachudo, onde ele se comprime na passagem do equipamento para se dilatar logo em seguida (PINTO, 2006).

Figura 97. Curvas de compactação para diferentes energias

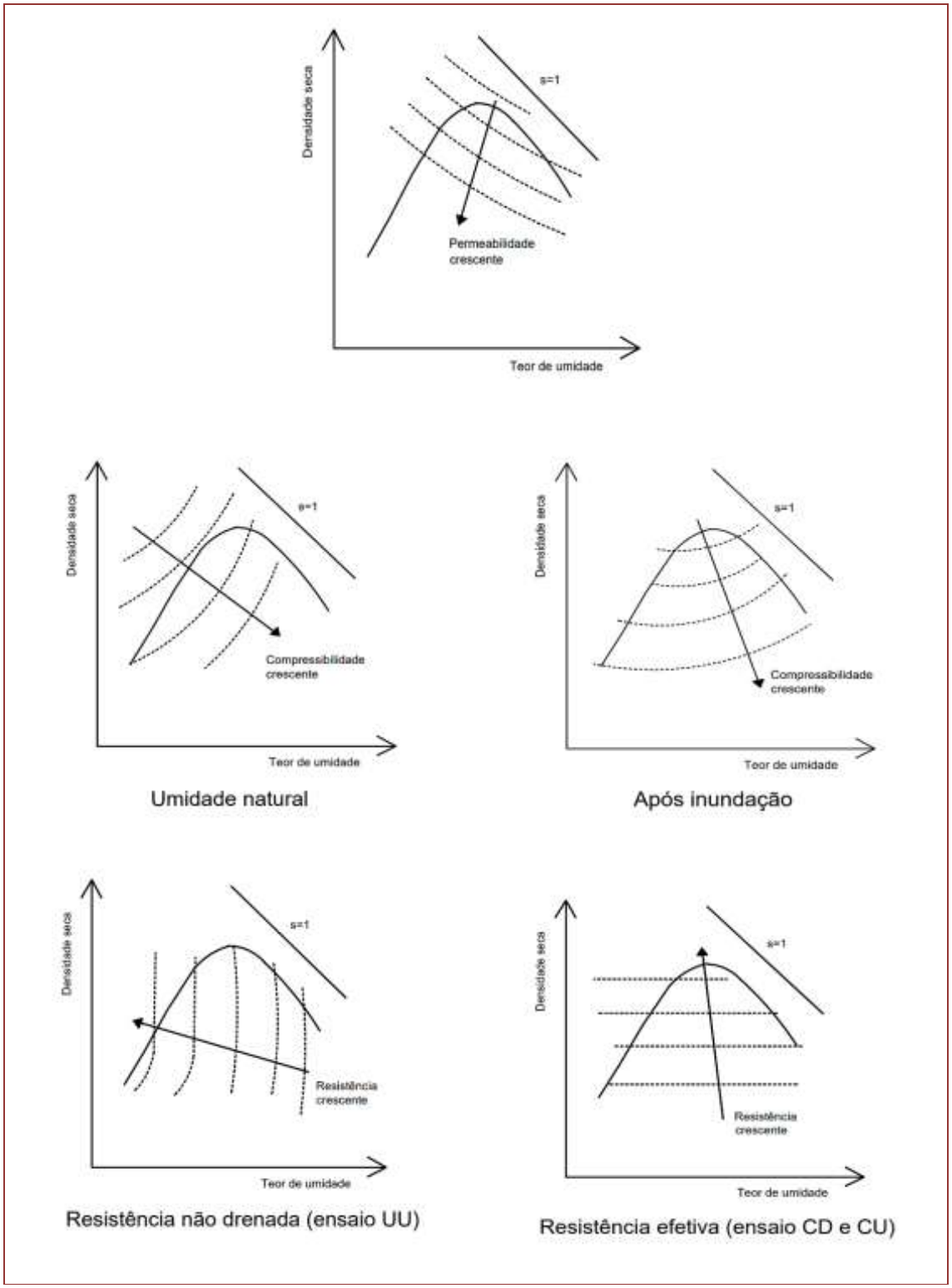


Fonte: Suporte (2018)

A compactação é um procedimento que tem como o objetivo melhorar as propriedades do solo, através da aplicação de pressão, impacto ou vibração, é possível a redução dos seus vazios. Além disso, esse processo transforma o solo em um maciço homogêneo e provoca o aumento do peso específico aparente seco.

A partir da diminuição dos vazios do solo, ocasiona na variação dos teores de umidade, da compressibilidade e da permeabilidade, e um aumento da resistência ao cisalhamento e à erosão. A **Figura 98** demonstram os gráficos com essa variação e exemplos de curva de compactação com as curvas de saturação.

Figura 98. Comportamento do solo relacionando a densidade seca e o teor de umidade



Fonte: Adaptado de Boscov

Neste capítulo será descrito o procedimento de ensaio correspondente a compactação dos solos e as normas vigentes além de alguns conceitos importantes.

OBSERVAÇÕES:

De maneira geral, os solos argilosos apresentam densidades secas baixas e umidades ótimas elevadas. Valores como umidade ótima de 25 a 30% correspondem a densidades secas máximas de 1,5 a 1,4 kg/dm3 e são comuns em argilas.

Solos siltosos também apresentam valores baixos de densidade, frequentemente com curvas de laboratório bem abatidas. Densidades secas máximas elevadas, da ordem de 2 a 2,1 kg/dm3, e umidades ótimas baixas, de aproximadamente 9 a 10%, são representativas de areias com pedregulhos, bem graduadas e pouco argilosas.

Areias finas argilosas lateríticas, ainda que a fração areia seja mal graduada, podem apresentar umidades ótimas de 12 a 14% com densidades secas máximas de 1,9 kg/dm3.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. EMPOLAMENTO, FATOR DE CONTRAÇÃO E DE HOMOGENEIZAÇÃO

Em obras rodoviárias é comum a prática de escavação, transporte e compactação dos solos. Ao iniciar uma escavação é necessário identificar e classificar o material a ser escavado pois este, depois de amolgado, apresenta um fenômeno conhecido como empolamento (expresso em porcentagem), ou seja, as partículas se distanciam e o solo passa a ocupar mais espaço. Esse fator deve ser observado e calculado pois influencia diretamente na produtividade, transporte e orçamento da obra:

$$E(\%) = \frac{V_{solto} - V_{corte}}{V_{corte}} \times 100$$

O oposto do empolamento é a contração, onde ocupa menos volume quando compactada, sendo o volume final inferior ao volume ocupado antes do corte. Este valor também é expresso em porcentagem e deve ser considerado para executar um aterro, por exemplo. Assume valores inferiores a 1.

$$FC = \frac{V_{compactação}}{V_{corte}}$$

Outro parâmetro conhecido nesse âmbito é o fator de homogeneização, e estima o volume de corte necessário à confecção de determinado aterro. Esse fator é utilizado na etapa de projeto, se apresentando como um dado fundamental na tarefa de distribuir o material escavado. Assume valores superiores a 1.

$$FC = \frac{V_{corte}}{V_{compactação}} = \frac{1}{F_c}$$

3. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO SOLO

A compactação de um solo em laboratório tem a finalidade de determinar a curva de variação da massa específica seca em função do teor de umidade, para uma dada energia de compactação. Além desta curva, o ensaio apresenta também a curva de variação do grau de saturação em função do teor de umidade.

Sobre as energias de compactação, a NBR 7182/2016 menciona três tipos: normal, intermediária e modificada. A Tabela 1 resume as especificações para aplicação de cada uma delas. Nas demais normas, as características inerentes a cada energia de compactação são correspondentes ao cilindro grande, como na NBR.

Quadro 70. Energias de compactação

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Nº de camadas	3	3	5
	Nº de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Nº de camadas	5	5	5
	Nº de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: NBR 7182/2016

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 7182/2016 – Solos – Ensaio de compactação
- DNER-ME 162/1994 – Compactação utilizando amostras trabalhadas
- DNIT 164/2013 - ME – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio

As duas últimas normas mencionadas preveem somente o cilindro e soquete grandes para execução do ensaio de compactação. A NBR 7182/2016 permite o cilindro pequeno somente quando a amostra, após a preparação, passa integralmente na peneira 4,8 mm.

3.2. APARELHAGEM

	NBR 7182/16	DNER-ME 162/1994	DNIT-ME 164/2013
Balança com capacidade de 10 kg e 200g, com resoluções de 1 g e 0,01 g	X		
Balança com capacidade de 20 kg e 1 kg, com resoluções de 1 g e 0,1 g		X	X
Bandeja quadrada metálica	X	X	X
Base rígida de concreto	X		
Cilindro CBR	X	X	X
Cilindro Proctor	X		
Cápsula metálica com tampa para determinação da umidade	X	X	X
Estufa capaz de manter umidade entre 105° e 110° C	X	X	X
Conchas metálicas	X		
Desempenadeira de madeira	X		
Espátula de lâmina flexível	X		
Extrator de amostra	X	X	X
Disco espaçador	X	X	X
Almofariz e mão de gral		X	X
Colher de pedreiro		X	X
Papel filtro circular com diâmetro igual ao molde	X	X	X
Peneira de 50 mm		X	X
Peneiras de 19 e 4,8 mm	X	X	X
Proveta de vidro de 1000 cm^3	X		
Proveta de vidro de 200 e 100 cm^3	X	X	X
Régua de aço biselada 30 cm	X	X	X
Repartidor de amostra		X	X
Sacos plásticos	X		
Soquete pequeno	X		
Soquete grande	X	X	

3.3. PROCEDIMENTO

Inicialmente, deve-se consultar a norma ABNT NBR 6457/2016 ou o primeiro capítulo deste manual para o procedimento de preparação da amostra. Enquanto a NBR 7182 prevê procedimentos de ensaio com e sem reuso de material na condição da amostra seca até próximo da umidade higroscópica, abaixo de 5% ou acima de 3% da umidade ótima presumível. A DNER -ME 162/94 prevê o procedimento somente com reuso de material, e o DNIT 164/2013 – ME indica o procedimento sem reuso de material. Por esse motivo, o procedimento descrito a seguir será baseado na NBR 7182 que menciona os dois métodos de forma mais completa, com as observações pertinentes a cada norma sendo mencionadas.

1. Depois da etapa de secagem por um dos métodos selecionados, deve-se destorroar cuidadosamente o solo e misturá-lo até homogeneização.

   a) *A secagem também pode ser realizada por aparelhagem apropriada, desde que a temperatura não exceda 60 °C.*

2. Para conseguir uma amostra representativa de solo, pode-se usar o repartidor de amostras ou utilizar o método do quarteamento e reduzir o material até a quantidade necessária para o ensaio;

   a) *A NBR 7182/16 indica a quantidade de amostra a ser tomada de acordo com a NBR 6457/16, indicada na Tabela 3. Enquanto a DNER-ME 162/94 e o DNIT 164/13 indicam uma amostra representativa de, aproximadamente, 6 kg para solos siltosos ou argilosos e 7 kg para solos arenosos ou pedregulhosos.*

Figura 99. Quarteamento da amostra

Posteriormente, deve-se passar o solo na peneira de 4,8 mm e caso apresente material retido, passar o mesmo novamente pela peneira de 19,1 mm para desmanchar alguns torrões existentes sem quebrar os grãos. Após peneiramento, utilizar a Tabela 2 para seguir com o procedimento.

Obs.: Eliminar previamente o agregado retido na peneira de 50 mm, caso exista.

Quadro 71. Procedimento após peneiramento

Peneira (mm)	Material retido (% em peso)	Cilindro a ser utilizado no ensaio	Observação
4,8	Menor que 7	Grande ou pequeno	Desprezar o material retido
19,1	Menor que 10	Grande	Desprezar o material retido
19,1	Maior que 10	Grande	Passar o material retido na peneira de 19,1 mm através da peneira de 76,2 mm e desprezar o material retido nesta última. Substituir o material retido na peneira de 19,1 mm e que passe na peneira de 7,2 mm por igual quantidade de material retido na peneira de 4,8 mm e que passe na peneira de 19,1 mm
19,1	Maior que 30	-	Recomenda-se não ensaiar de acordo com o método de ensaio de compactação de solos

Fonte: NBR 6457/2016

Quadro 72. Quantidade de amostra a ser tomada

Ensaio de compactação	A amostra preparada passa integralmente na peneira (mm)	Cilindro a ser utilizado no ensaio	Quantidade de amostra a ser tomada em massa seca (kg)
Com reuso de material	4,8	Pequeno Grande	3 7
	19,1	Grande	7
Sem reuso de material	4,8	Pequeno Grande	15 35
	19,1	Grande	35

Fonte: NBR 6457/2016

NOTA DNER-ME e DNIT: Repetem-se as operações tantas vezes quantos corpos de prova tiverem de ser moldados e, no mínimo, cinco vezes.

3.3.1. COM REUSO DE MATERIAL

Com secagem prévia até umidade higroscópica

1. Primeiro, deve-se fixar o molde cilíndrico à base, conectar o cilindro complementar e apoiar o conjunto em uma base rígida;

a) *A ABNT NBR 7182/16 diz: Caso se utilize o cilindro grande, coloque o disco espaçador.*

2. Coloca-se uma folha de papel filtro com diâmetro igual ao do molde, para evitar a aderência do solo com a superfície metálica da base ou do disco espaçador;

Figura 100. Molde montado

3. Separa-se a quantidade de amostra determinada de acordo com a norma escolhida e os procedimentos descrito acima;
4. Deve-se adicionar água destilada com a proveta, gradativamente, na bandeja metálica, mexendo sempre o material até se obter o teor de umidade em torno de 5 % abaixo da umidade ótima presumível;

a) *A ABNT NBR 7182/16 prevê que: no caso de problemas na uniformização da umidade, depois de homogeneizar deve-se colocar a amostra em saco plástico vedado e manter em processo de cura em uma câmara úmida durante 24 h. Revolvendo antes do processo de compactação.*

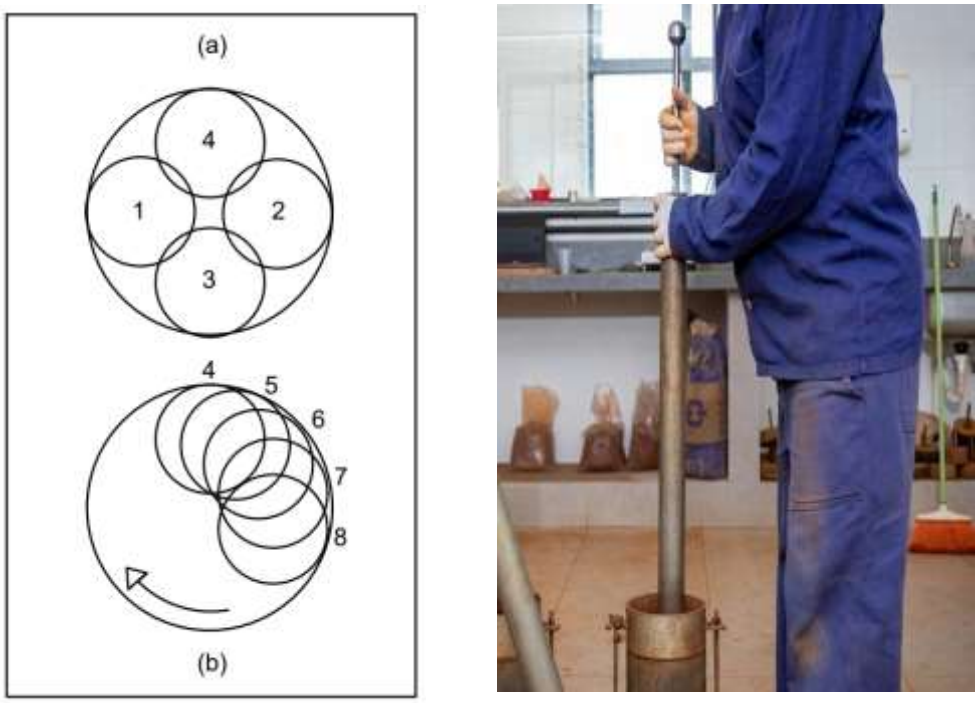
5. Em seguida, proceder à sua compactação, atendo-se ao soquete, número de camadas e número de golpes por camada correspondentes à energia desejada, como especificado no **Quadro 72**.

   a) A ABNT NBR 7182/16 prevê a possibilidade de utilização do cilindro pequeno e grande, enquanto as demais normas somente indicam o uso do cilindro grande de 15,24 cm de diâmetro e 17,78 cm de altura, disco espaçador de 15 cm de diâmetro e 6,35 cm de altura e soquete de 5,08 cm de diâmetro pesando 4,54 kg, com altura de queda de 45,72 cm.

Figura 101. Compactação da amostra 7

6. Os golpes do soquete devem ser aplicados perpendicularmente (**Figura 102**), certificando-se de que o soquete deslize na haste em queda livre, distribuídos uniformemente sobre a superfície de cada camada (com alturas aproximadamente iguais depois de compactadas). A compactação de cada camada deve ser precedida de uma ligeira escarificação da camada subjacente.

Figura 102. Esquema de distribuição dos golpes



NOTA ABNT NBR 7182/16:

Quando o corpo de prova estiver sendo moldado para a realização de outros ensaios (ISC, compressão simples, permeabilidade), a determinação do teor de umidade (w) deve ser feita com uma porção da amostra remanescente na bandeja, retirada imediatamente após a compactação da segunda camada.

7. No final da compactação, retira-se o cilindro complementar depois de escarificar o material em contato com a sua parede, com auxílio de espátula;

a) Deve haver um excesso de no máximo 10 mm de solo compactado acima do molde que deve ser removido e rasado com auxílio de régua biselada.

8. Remove-se o molde cilíndrico de sua base e, no caso do cilindro pequeno, rasa-se também a outra face e pesa-se o conjunto, com resolução de 1 g, e, por subtração da massa do molde cilíndrico, obtém-se a massa úmida do solo compactado (Mu);

Figura 103. Cilindro com solo pesado

9. Retira-se o corpo de prova do molde e do seu centro com o extrator de amostra, e toma uma amostra para determinação da umidade (w), de acordo com a ABNT NBR 6457 ou o capítulo 1 deste manual;

10. Deve-se retirar os torrões da amostra, com auxílio da desempenadeira e da espátula, até que passe totalmente na peneira de 4,8 mm ou na de 19 mm, respectivamente, conforme a amostra, após preparada, tenha ou não passado integralmente na peneira de 4,8 mm;

Figura 104. Amostra para reuso

11. Junta-se o material assim obtido com o que sobrou na bandeja e adiciona-se água destilada, mexendo o material, de forma a incrementar o teor de umidade em aproximadamente 2 %;

12.Repetir todo o procedimento até obter cinco pontos, sendo dois no ramo seco, um próximo à umidade ótima, preferencialmente no ramo seco, e dois no ramo úmido da curva de compactação.

Com amostras 5% abaixo da umidade ótima presumível

13.Deve-se separar a amostra preparada para ensaios com reuso de material como mencionado no procedimento acima e proceder conforme indicado no tópico 3.3.1, com exceção dos itens 3 e 4.

3.2.2. SEM REUSO DE MATERIAL

As porções ensaiadas devem ser desprezadas e, dos cinco pontos obtidos no final do ensaio, dois devem estar no ramo seco, um próximo à umidade ótima, de preferência no ramo seco, dois no ramo úmido da curva de compactação.

Com secagem prévia até umidade higroscópica

1. Separa-se a quantidade de amostra preparada para ensaio sem reuso de material, de acordo com o descrito no procedimento e dividi-la em cinco porções iguais;
2. Com cada uma dessas porções, procede-se como descrito no tópico 3.3.1, dos itens 1 a 2, e 4 a 9, ressalvando-se que a primeira porção deve estar com teor de umidade em torno de 5 % abaixo da umidade ótima presumível, a segunda com umidade 2 % superior a primeira, e assim por diante.

Com amostras 5% abaixo da umidade ótima presumível

1. Separa-se a quantidade de amostra preparada para ensaio sem reuso de material, de acordo com o descrito no procedimento e dividi-la em cinco porções iguais;

2. Com a primeira porção, proceder como descrito em 3.3.1, do item 1 a 2 e 5 a 9. Para as demais porções, proceder conforme descrito em 3.3.1 do 1 a 2 e 4 a 9, ressalvando-se que a segunda porção deve estar com teor de umidade 2 % superior a primeira, e assim por diante.
3. As porções ensaiadas devem ser desprezadas e, dos cinco pontos obtidos no final do ensaio, dois devem estar no ramo seco, um próximo à umidade ótima, preferencialmente no ramo seco, dois no ramo úmido da curva de compactação.

Com amostras a 3% acima da umidade ótima presumível

1. Procedimento igual ao descrito acima para amostras com 5% de umidade ótima presumível. Entretanto, as condições de umidade preconizadas devem ser obtidas por secagem das porções ao ar.

3.4. RESULTADO

Deve-se calcular a massa específica aparente do solo seco utilizando a equação a seguir:

$$\rho_d = \frac{M_h \times 100}{V(100 + w)}$$

Onde:

ρ_d = massa específica aparente do solo seco (g/cm^3);

M_h = massa úmida do solo compactado (g);

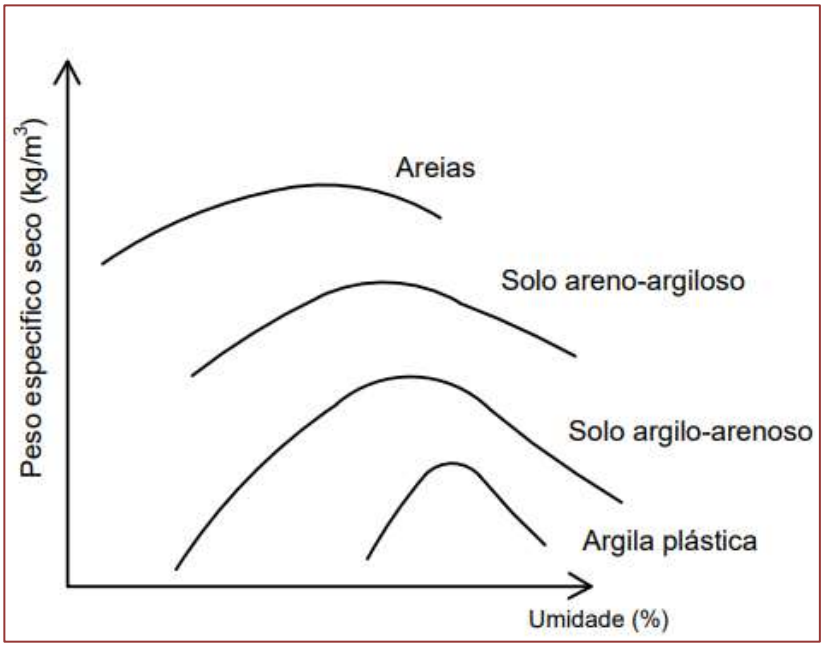
V = volume útil do molde cilíndrico (cm^3);

w = teor de umidade do solo compactado (%).

Utilizando-se coordenadas cartesianas normais e com os dados obtidos desenha-se a curva de compactação, marcando-se em abscissas os teores de umidade, w, e em ordenadas as massas específicas aparentes secas correspondentes, ρ_d. Geralmente se associa uma reta aos pontos ascendentes do ramo seco, outra aos pontos descendentes do ramo úmido e se unem as duas por uma curva com formato aproximadamente parabólico. Essa curva vai definir uma massa específica aparente seca máxima expressa com aproximação de 0,001 g/cm^3, que corresponde a umidade ótima correspondente no gráfico expressa com aproximação de 0,1%. À medida que cresce o teor de umidade, até um certo valor (ótima), o solo torna-se mais trabalhável, daí resultando ρ_d maiores e teores de ar menores. Como, porém, não é possível expulsar todo o ar existente nos vazios do solo, a curva de compactação não poderá nunca alcançar a curva de saturação (que é, teoricamente, a curva de Var = 0), justificando-se, assim, a partir de $\rho_{d\ máximo}$, o ramo descendente (PINTO, 2006).

Os solos argilosos apresentam densidades secas baixas e umidades ótimas elevadas. Solos siltosos também apresentam valores baixos de densidade com curvas de laboratório abatidas. Densidades secas máximas elevadas e umidades ótimas baixas são representativas de areias com pedregulhos bem graduadas e pouco argilosas. (PINTO, 2006).

Figura 105. Curvas de compactação de diferentes tipos de solo



Fonte: Adaptado de Caputo (1987)

A norma ABNT NBR 7182/16 recomenda a determinação da curva de saturação (relação entre a massa específica aparente seca e o teor de umidade, para grau de saturação do solo igual a 100 %) utilizando a equação abaixo:

$$\rho_d = \frac{S}{\frac{w}{\rho_a}+\frac{S}{\rho_s}} = \frac{S\rho_s\,\rho_a}{S\rho_a + \rho_s w}$$

Onde:

S = grau de saturação, igual a 100 %;

ρ_s = massa específica dos grãos do solo (g/cm^3);

ρ_a = massa específica da água (considerar igual a 1,00 g/cm^3).

4. EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO

No campo, após espalhar o material uniformemente em camadas horizontais a compactação é realizada empregando diversos equipamentos que são escolhidos levando em conta o tipo de solo dependendo da natureza do terreno (CAPUTO, 1998).

4.1. EQUIPAMENTOS DE AUXÍLIO PARA COMPACTAÇÃO EM CAMPO

a. Trator de esteira:

Usada nos serviços preliminares como para escavação, transporte, espalhamento. A partir da utilização de implemento também pode ser usado para desmatamento, destocamento, limpeza, raspagem e escarificação.

fonte: Deltamaq

b. Trator de pneu

Usado em campo para o reboque de compactadores, de grades de discos e outros equipamentos usados no processo de compactação.

fonte: Valtra (2017)

c. Pás-carregadeiras

Usado em campo para o trabalho conjunto com caminhões basculantes no carregamento.

fonte: Hunter (2022)

d. Caminhões basculantes

Usado em campo particularmente para o transporte.

Fonte: Terrabel

e. Moto-scraper

Usado em campo durante o processo de compactação em serviços como escavação, carregamento e transporte.

fonte: Agroads

f. Escavadeiras

Usado em campo durante o processo de compactação em serviços como escavação e carregamento.

fonte: Triamanorte

g. Motoniveladora

Usado em campo durante o processo de compactação em serviços como o espalhamento preciso, a homogeneização do terreno, o nivelamento da superfície e o acabamento de taludes.

Fonte: Maquinac

h. Caminhões ou tanques irrigadores

Usado em campo durante o processo de compactação para a correção da umidade do solo.

fonte: Facchini

i. Grades de disco

Usado em campo durante o processo de compactação para a aeração do terreno e a homogeneização da umidade do solo. Esse equipamento necessita de reboque.

fonte: Joper

4.2. EQUIPAMENTOS PARA COMPACTAÇÃO EM CAMPO

a. Pé de carneiro

Pode ser estático ou vibratório sendo mais eficiente para solos coesivos. Sua compactação é feita de baixo para cima e à medida que o solo é compactado o afundamento da pasta vai diminuindo até onde o rolo passeia na superfície. Não se utiliza em solos granulares pois tem efeito quase nulo.

Fonte: TRANSC AYRES

b. Rolos de pneus

Nesse equipamento a pressão efetiva de compactação depende do número de pneus e da área de contato com a camada. Ele é mais versátil pois pode ser usado desde solos coesivos até massas asfálticas tendo a vantagem pelo efeito de amassamento dos pneus com a compactação se distribuindo em toda a espessura da camada

Fonte: Revista M&T

c. Rolos lisos

São rolos metálicos dotados de um sistema vibratório que permite aplicar ao solo determinado número de golpes por minuto (frequência). Este rolo é de alta eficiência na compactação de todo tipo de solo. Inicialmente, estando o solo solto, toda energia vibratória é absorvida pelo deslocamento das partículas sólidas. Contudo, com o aumento da densidade, parte da energia vibratória é devolvida.

d. Sapo mecânico

Esse equipamento é controlado manualmente, movidos a gasolina geralmente. É utilizado na compactação de pequenas áreas cujo acesso é difícil ou o uso de equipamentos maiores não se justifica por exemplo na compactação de aterros em valas. De forma geral, não funcionam em solos de graduação uniforme.

Fonte: DELUPO

No estão resumidos os equipamentos, peso máximo aplicado, espessura máxima da camada compactada e o tipo de solo indicado.

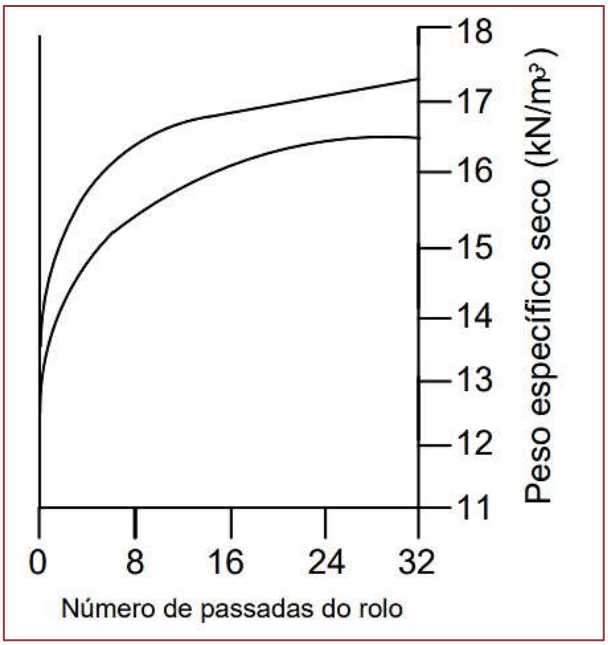
Quadro 73. Tipos de equipamentos e suas aplicações

Tipo de Equipamento	Peso Máximo (Ton)	Espessura Máxima Compactada (cm)	Uniformidade da Camada	Tipo de Solo
Pé-de-carneiro estático	20	40	Boa	Argila e silte
Pé-de-carneiro vibratório	30	40	Boa	Mistura areia-silte-argila
Pneumático leve	15	15	Boa	Mistura areia-silte-argila
Pneumático pesado	35	35	Muito Boa	Praticamente todos
Liso vibratório (com rodas metálicas)	30	50	Muito Boa	Areia, cascalho, material granular
Liso estático (com 3 rodas metálicas)	20	10	Regular	Material granular, brita
Grade (malhas)	20	20	Boa	Material granular ou em blocos
Combinados	20	20	Boa	Praticamente todos

Fonte: FSP, 2013

Em relação ao número de passadas desses equipamentos, é observado que o grau de compactação aumenta substancialmente nas primeiras passadas, e as seguintes não contribuem significativamente para essa elevação. Geralmente se adota um número de passadas entre 6 e 12 e se opta por aumentar o peso e/ou diminuir a velocidade.

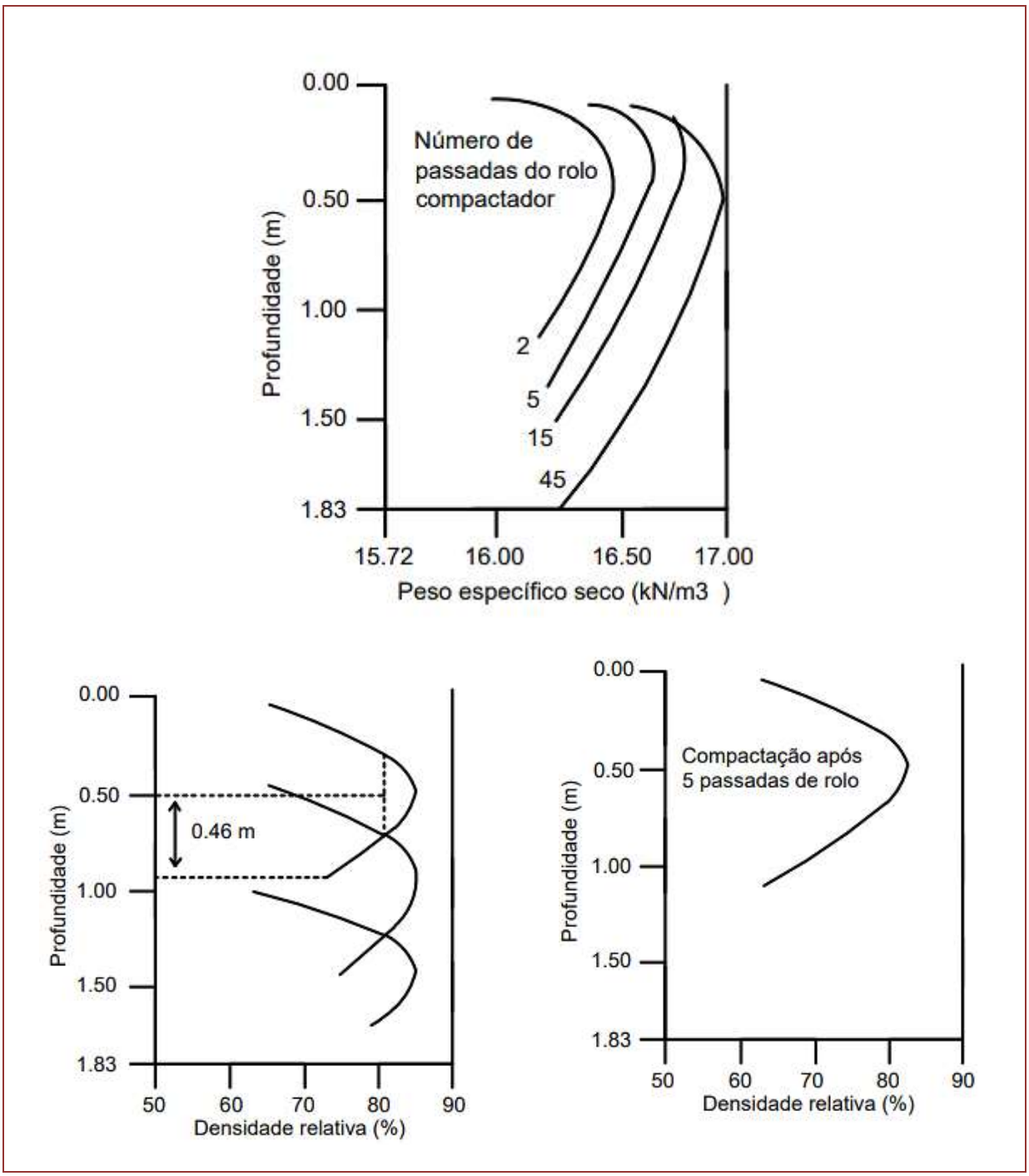
Figura 106. Curvas de crescimento para argila siltosa- relação entre peso específico seco e o número de passadas do rolo compactador



fonte: Adaptado de Braja (2007)

O percentual de aumento no peso unitário diminui gradativamente após cerca de 15 passes. Quanto a variação do peso específico seco (γ_d) com a profundidade considerando um determinado número de passes do rolo e a densidade relativa (D_r), atinge valores máximos a uma profundidade de cerca de 0,5m e diminui progressivamente a menores profundidades. Ao realizar um determinado número de passadas e não houver uma alteração significativa no valor do peso específico seco (γ_d), deve-se descontinuar o procedimento para não acarretar em gastos desnecessários.

Figura 107. Compactação por vibração de uma areia e expectativa da espessura da camada de compactada.



fonte: Adaptado Braja (2007)

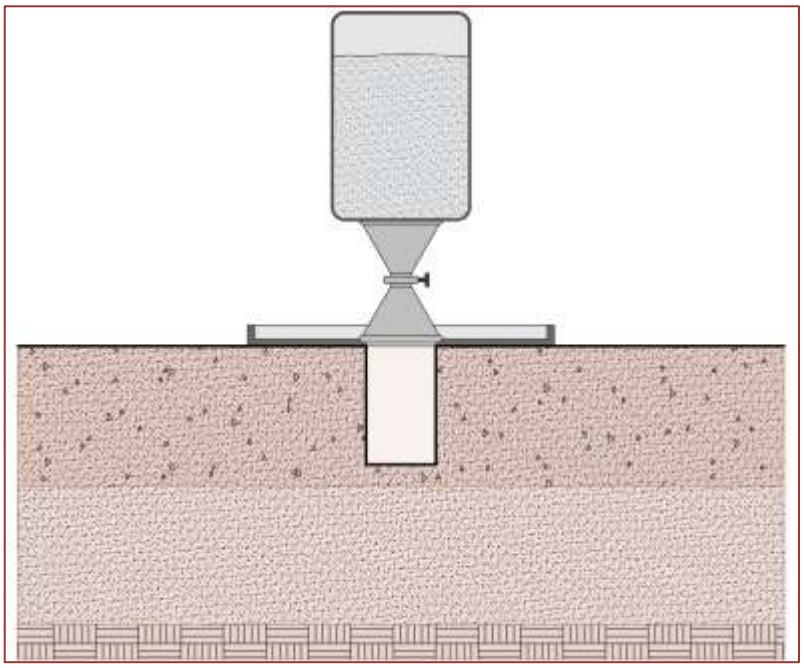
5. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Para a verificação da correta compactação do solo, deve-se determinar sistematicamente a umidade e a massa específica aparentem do material. Para a determinação da umidade podem ser utilizados o método do *speedy* e o método da fritadeira.

A aplicação do ensaio de densidade in situ é empregado para o controle e avaliação da compactação de solos. Com a aplicação desse ensaio, é possível confirmar a eficácia do processo de compactação do solo em campo, garantindo que a densidade in situ atingiu a mesma densidade prevista em laboratório, a partir da aplicação do ensaio de Proctor.

Para a verificação da densidade in situ podem ser aplicados diferentes métodos de ensaio, dentre eles destaca-se um dos mais práticos e usuais, o método do frasco de areia, descrito pela ABNT NBR 7185/2016.

Figura 108. Método do frasco de areia



fonte: Engenharia (2024)

5.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 7185/2016 – Solos – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia.

5.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 7185/2016
Frasco de vidro ou plástico translúcido, com 3500 cm^3, com gargalo, e funil metálico provido de registro e rosca	X
Bandeja quadrada metálica	X
Nível de bolha	X
Pá de mão	X
Talhadeira de aço	X
Martelo	X
Balança capaz de determinar 1,5 kg a 10 kg, com resolução de 0,1 g e 1 g	X
Estufa capaz de manter umidade entre 105° e 110° C	X
Recipientes para acomodar as amostras	X
Cilindro metálico com volume de 2000 cm^3	X
Peneiras de 1,2 mm	X
Peneira de 0,59 mm	X
Amostra de areia lavada e seca	X

5.3. PROCEDIMENTO

Para determinar a massa da areia que preenche o funil e o orifício no rebaixo da bandeja

1. Montar o equipamento (frasco e funil) e determinar sua massa, anotar como M_1 .
2. Instalar o conjunto apoiado no funil, em uma superfície plana.
3. Abrir o registro e permitir que a areia escoe até finalizar o movimento no frasco.
4. Fechar o registro e retirar o conjunto, e determinar sua massa e anotar como M_2.
5. A massa de areia deslocada que preenche o funil e o orifício é estabelecido pela seguinte equação:

$$M_3 = M_1 - M_2$$

6. Repetir o procedimento pelo menos duas vezes.

   a) Não devem ser aceitos na composição da média, os resultados individuais que variem mais de 1% do valor da média.

Para a determinação da massa específica aparente da areia.

7. Montar o conjunto, frasco e funil, determinar sua massa e anota como M_4.
8. Instalar o conjunto, com o funil apoiado na bandeja, e colocá-la sobre a borda do cilindro.
9. Abrir o registro e deixar a areia escoar livremente até cessar o movimento no interior do frasco.
10. fecha-se o registro, determina-se a massa do conjunto e anotar como M_5.
11. A massa da areia que preenche o cilindro é dada pela seguinte equação:

$$M_6 = M_4 - M_5 - M_3$$

a) Sendo M_3 a massa de areia calculada no item 5.

12. Deve-se repetir o procedimento pelo menos duas vezes
13. Calcular a massa específica da areia a partir da seguinte equação:

$$\rho_{areia} = \frac{M_6}{V_{cil}}$$

a) Onde, ρ_{areia} a massa específica aparente da areia, expressa em grama por centímetro cúbico (g/cm^3).

b) E, V_{cil} é o volume do cilindro, expresso em centímetros cúbicos (cm^3).

Para a determinação da massa de areia que preenche a cavidade no terreno

14. Limpar a superfície do terreno para deixa-la o mais plana e horizontal possível, verificando com o auxílio do nível de bolha.
15. Coloca-se a bandeja em torno do orifício central, e cava-se uma cavidade cilíndrica no terreno limitada pelo orifício central da bandeja e com profundidade de 15 cm.
16. recolher o solo extraído da cavidade, determinar a massa e anotar como M_w
17. Determinar o teor de umidade do solo extraído, anotar como w.
18. Montar o conjunto, frasco e funil, determinar a massa e anotar como M_7.
19. Instalar o conjunto, com o funil apoiado na bandeja.
20. Abrir o registro e deixar a areia escoar livremente até cessar o movimento no interior do frasco.
21. Fecha-se o registro, determina-se a massa do conjunto e anotar como M_8.
22. A massa da areia deslocada que preenche o funil, o orifício no rebaixo da bandeja e a cavidade no terreno, é determinada a partir da seguinte equação:

$$M_9 = M_7 - M_8$$

23. a massa de areia deslocada para a cavidade do terreno é calculada utilizando a seguinte equação:

$$M_{10} = M_9 - M_3$$

5.4. CÁLCULOS

Para a calcular a massa específica aparente seca do solo in situ pela seguinte equação:

$$\rho_d = \rho_{areia} \times \frac{M_u}{M_{10}} \times \frac{100}{100 + w}$$

Onde,

ρ_d é a massa específica aparente seca, do solo in situ, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3).

ρ_{areia} é a massa específica aparente seca, obtida no item 13.

M_u é a massa do solo extraído da cavidade no terreno, expressa em gramas (g).

M_{10} é a massa de areia que preenche a cavidade do terreno, expressa em gramas (g).

w é o teor de umidade do solo extraído da cavidade do terreno, expresso em porcentagem (%).

OBSERVAÇÃO:

A massa específica aparente seca do solo in situ deve ser expressa com 3 algarismos significativos, em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3) e o teor de umidade do solo, com a aproximação de 0,1%.

Caso o teor de umidade não tenha sido determinado com a utilização de uma estufa, deve-se indicar o método utilizado.

6. OUTROS PROCEDIMENTOS PARA CONTROLE DA COMPACTAÇÃO

6.1. CRAVAÇÃO DE CILINDRO

Este ensaio descrito segue as diretrizes da ABNT NBR 9813/2016 e tem por objetivo calcular a densidade do solo, essencial para determinar o grau de compactação.

Sua execução inicia-se com a preparação do cilindro de cravação, untado com óleo, e a colocação em um terreno nivelado. A cravação é realizada por meio da queda livre do soquete de cravação, o processo é interrompido quando o cilindro estiver com sua borda superior 1,0 cm abaixo da superfície do terreno.

Para a retirada do equipamento, o solo compactado é escavado ao redor do cilindro, cortando o solo abaixo deste a uma profundidade mínima de 5cm da sua borda inferior. O excesso de solo é retirado com o auxílio de uma espátula e as faces do corpo de prova são niveladas com uma régua biselada. A amostra deve ser pesada e identificada como M_t.

Deve-se retirar do centro do cilindro uma amostra de solo para a determinação do teor de umidade seguindo as diretrizes da ABNT NBR 6457 ou o capítulo 3 deste manual.

Figura 109. Processo de cravação do cilindro

fonte: Geraltest

Após a execução, para o cálculo da massa específica aparente natural do solo in situ, deve-se utilizar a seguinte fórmula:

$$\rho_{nat} = \frac{M_t - M_c}{V_c}$$

Onde,

ρ_{nat} é a massa específica aparente natural do solo in situ , expressa em grama por centímetro cúbico (g/cm^3)

M_t é a massa do cilindro com a amostra úmida expressa em gramas (g).

M_c é a massa do cilindro, expressa em gramas (g).

V_c é o volume interno do cilindro, expresso em centímetro cúbico (cm^3).

Ou, pode-se obter a massa específica aparente seca do solo, utilizando a seguinte fórmula:

$$\rho_d = \rho_{nat} \frac{100}{100 + w}$$

Onde,

ρ_d é a massa específica aparente seca do solo in situ, expressa em grama por centímetro cúbico (g/cm^3)

ρ_{nat} é a massa específica aparente natural do solo in situ, expressa em grama por centímetro cúbico (g/cm^3)

w é o teor de umidade do solo in situ, expresso em porcentagem (%).

OBS: deve-se repetir o ensaio caso

a) A amostra no cilindro esteja amolgada, fissurada ou não, é representativa do solo local.

b) Caso a amostra contenha pedregulhos, raízes ou outros materiais estranhos.

c) O cilindro não esteja totalmente preenchido.

d) O cilindro tenha sido danificado durante a cravação.

6.2. EXTRAÇÃO DE BLOCO INDEFORMADO

A retirada do bloco indeformado consiste na retirada de uma amostra de solo onde ocorra o mínimo de alteração possível do solo, preservando suas características naturais. O procedimento executivo é feito seguindo as diretrizes da ABNT NBR 9604/2016, DNER-PRO 002/1994 ou consultando o capítulo 1 deste manual.

Figura 110. Extração de bloco indeformado

fonte: Trusty

A extração da amostra permite avaliar diversos parâmetros geotécnicos com o estudo deste solo, dentre eles está a avaliação dos índices físicos, coeficiente de permeabilidade, parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Um ponto importante considerando o controle de compactação é a determinação da densidade do solo que proporciona o cálculo do grau de compactação.

6.3. MÉTODO HILL

O controle de compactação pelo método de Hill, regido pela ABNT NBR 12102/2020, é aplicável quando o controle de compactação é especificado à energia normal de compactação. Este método permite a determinação do grau de compactação e do valor do desvio de umidade, sem a necessidade do conhecimento prévio do teor de umidade do solo compactado no ponto de controle. Com uma margem de erro reduzida e

um tempo de execução inferior a 1 hora, ele viabiliza a decisão de aprovação quanto a uma camada compactada na prática.

A execução desse método inicia-se no campo, no local onde o controle de compactação será realizado. Nesse ponto, é necessário escavar 5 cm abaixo do solo solto e determinar a massa específica aparente úmida do solo, seguindo as diretrizes das normas ABNT NBR 9813, ABNT NBR 7185 ou o capítulo X deste manual. Para isso, é fundamental coletar entre 10 e 15 kg de solo, garantindo que não haja alteração da umidade durante o processo.

No laboratório, o solo coletado deve ser preparado e destorroado. Em seguida, ele será dividido em 4 porções, cada uma com cerca de 2500 g, e a massa de cada porção deve ser registrada como Mu. Três dessas porções serão colocadas em frascos com tampa hermética e/ou sacos plásticos. A primeira amostra será compactada com o teor de umidade natural, seguindo as diretrizes da norma ABNT 7182. Em seguida, será determinada a massa específica aparentemente úmida, o parâmetro z e a massa específica aparentemente úmida convertida.

Para a segunda amostra, a compactação será realizada adicionando 50 g (50 ml) de água, e o valor da massa será registrado como Mw. Já para a terceira amostra, serão adicionados 100 g (100 ml) de água durante a compactação. Novamente, os mesmos parâmetros calculados para a primeira amostra serão determinados para a segunda e terceira amostras.

i. Para determinar a massa específica aparente úmida da amostra compactada, deve-se aplicar a seguinte equação:

$$\rho_u = \frac{M_u}{V}$$

Onde,

ρ_u é a massa específica aparente úmida, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3);

M_u é a massa do solo úmido compactado, expressa em gramas (g);

V é o volume útil do molde cilíndrico, expresso em centímetros cúbicos (cm^3)

ii. Para determinar o parâmetro z, deve-se utilizar a seguinte equação:

$$z = \frac{M_w}{M_u}$$

Onde,

z é o parâmetro positivo ou negativo, respectivamente, conforme se tenha acrescentado ou retirado água da amostra, ou nulo, caso não se tenha acrescentado ou retirado água. É também expresso em porcentagem (%), se multiplicado por 100;

M_w é a massa de água acrescentada ou retirada da amostra, expressa em gramas (g);

M_u é a massa da amostra úmida, expressa em gramas (g).

Para determinar a massa específica aparente úmida convertida (para a umidade do aterro), ρ_{uc}, deve-se utilizar a seguinte equação:

$$\rho_{uc} = \frac{\rho_u}{1+z}$$

Onde,

ρ_{uc} é a massa específica aparente úmida convertida, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3);

ρ_u é a massa específica aparente úmida, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm^3);

z é o parâmetro de umidade

6.4. GRAU DE COMPACTAÇÃO

O grau de compactação do solo é definido como a relação entre a massa específica aparente do solo (*in situ*) obtida em campo e a massa específica do solo obtida em laboratório, através do ensaio de Proctor para uma energia de compactação definida. Podemos calcular o grau de compactação utilizando a seguinte fórmula:

$$GC = \frac{\gamma_{d\ campo}}{\gamma_{d\ lab}} \times 100\ (\%)$$

Sendo,

$\gamma_{d\ campo}$ é a massa específica aparente seca do solo in situ, expresso em grama por centímetro cúbico (g/cm^3).

$\gamma_{d\ lab}$ é a massa específica aparente do solo obtida em laboratório, expresso em grama por centímetro cúbico (g/cm^3).

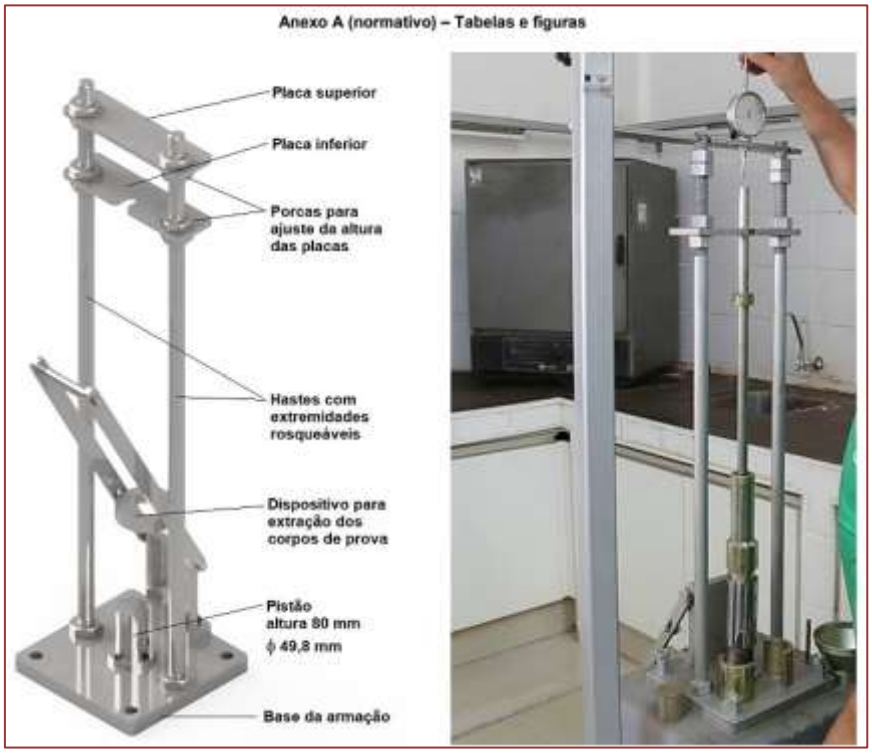
OBSERVAÇÃO:

Caso não seja atingida a compactação desejada, que não deve ser inferior a determinada pelo valor do grau de compactação (fixada pela especificação adotada). o material deve ser recompactado.

6.5. MINI-MCV

Este tópico irá descrever a metodologia a ser seguida na realização dos ensaios Mini-MCV (Mini Cone de Vane) e perda de massa por imersão, fundamentais para a determinação dos coeficientes empíricos empregados na caracterização e classificação de solos finos tropicais compactados em escala reduzida. O procedimento envolve o uso de corpos de prova cilíndricos com 50 mm de diâmetro e amostras não trabalhadas. Serão detalhados os equipamentos necessários, os cálculos a serem efetuados e as condições requeridas para a obtenção dos resultados desejados.

Figura 111. Equipamento de compactação em miniatura



fonte: DNIT-ME 258/2023

6.5.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DINT-ME 258/2023 – Solos – Compactação em equipamento miniatura - Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão - Método de ensaio

6.5.2. EQUIPAMENTOS

	DNIT-ME 258/2023
Compactador miniatura	X
Recipiente de imersão	X
vaselina sólida	X
Sacos plásticos	X
Almofariz com capacidade de cerca de 5 litros e mão de gral recoberta de borracha	X
Peneira de malha quadrada com abertura de 2mm	X
Balança de precisão com capacidade nominal de 2kg e resolução de 0,01g	X
Estufa capaz de manter umidade entre 105° e 115° C	X
Recipientes para acomodar as amostras	X
Suporte para os moldes de compactação	X
Cápsulas cilíndricas de porcelana ou alumínio	X
Planilha de ensaio	X

6.5.3. PROCEDIMENTOS

Inicialmente, deve-se consultar a norma ABNT NBR 6457/2016, a norma DNER-PRO 003/94 ou o primeiro capítulo deste manual para o procedimento de preparação da amostra.

i. Aferição do aparelho de compactação

É necessária a aferição do aparelho em miniatura, para a determinação do corpo de prova. Sendo realizado da seguinte maneira:

1. Colocar o suporte espaçador bipartido em torno do pistão inferior do conjunto de compactação
2. Posicionar o molde cilíndrico sobre o espaçador bipartido, em torno do pistão inferior, colocar discos de polietileno dentro do molde e o cilindro padrão de aço maciço.
3. Posiciona o soquete compactador sobre a superfície do cilindro padrão e fixa-se a sua haste à placa inferior da armadura.
4. fixar o suporte do extensômetro sobre a placa superior do conjunto de compactação e posicionar o extensômetro
5. Ajusta-se a altura do extensômetro e fixa-o no suporte.
6. Realiza-se a leitura do extensômetro
7. Calcula-se a constante de aferição (K_a) do conjunto compactador-soquete, utilizando a seguinte equação:

$$K_a = A_c + L_a$$

Onde,

K_a é a constante de aferição, expressa em milímetros (mm).

A_c é a altura do cilindro padrão, expressa em milímetro (mm).

L_a é a leitura do extensômetro, expressa em milímetro (mm).

ii. Ensaio Mini-MCV

A execução do ensaio de mini-MCV deve seguir os passos descritos a seguir:

1. Higieniza-se os moldes que serão utilizados e os lubrificar com vaselina
2. Posiciona-se os espaçadores de maneira a envolver o pistão inferior. Deve-se assentar o molde sobre os espaçadores envolvendo o pistão inferior. Adicionar centralizadamente um disco de polietileno e um anel de vedação.
   a) *Deve-se utilizar o anel de vedação quando a folga entre o diâmetro interno do molde e o diâmetro do pistão inferior for maior que 0,2 mm e/ou forem utilizadas amostras de solo muito úmidas de argilas e siltes argilosos.*
3. Adicionar cerca de 200g da amostra de solo, preparada com maior teor de umidade, no molde, utilizando um funil.

4. Nivelar o solo presente no molde utilizando um assentador.
5. Colocar o segundo disco de polietileno e posteriormente o anel de vedação.
6. É necessário separar duas amostras de solo para a determinação do teor de umidade.
7. Efetua-se a compactação da amostra
   a) *Colocar o soquete tipo leve sobre a superfície da amostra protegida e efetuar a primeira medição no extensômetro. O valor corresponde a leitura do golpe 0.*
   b) *Aplica-se o primeiro golpe e efetua a leitura do extensômetro. o valor corresponde a leitura do golpe 1 e retira-se o espaçador*
   c) *Aplicar suscetíveis golpes e efetuar as leituras no extensômetros.*
   d) *Finalizar o procedimento quando: na série de Parsons a diferença de leitura dos golpes 4n e n for inferior a 2mm; na série simplificadora a diferença entre a leitura de dois pontos consecutivos for inferior a 0,1mm; houver intensa exsudação de água no topo e na base do corpo de prova; O número de golpes atingir 256 na série Parsons, ou 250 na série Simplificadora.*
8. Repetir o procedimento utilizando outras porções de solo, em ordem decrescente de umidade

Figura 112. Equipamentos

fonte: DNIT-ME 258/2023

Figura 113. Esquema do procedimento

fonte: DNIT-ME 258/202

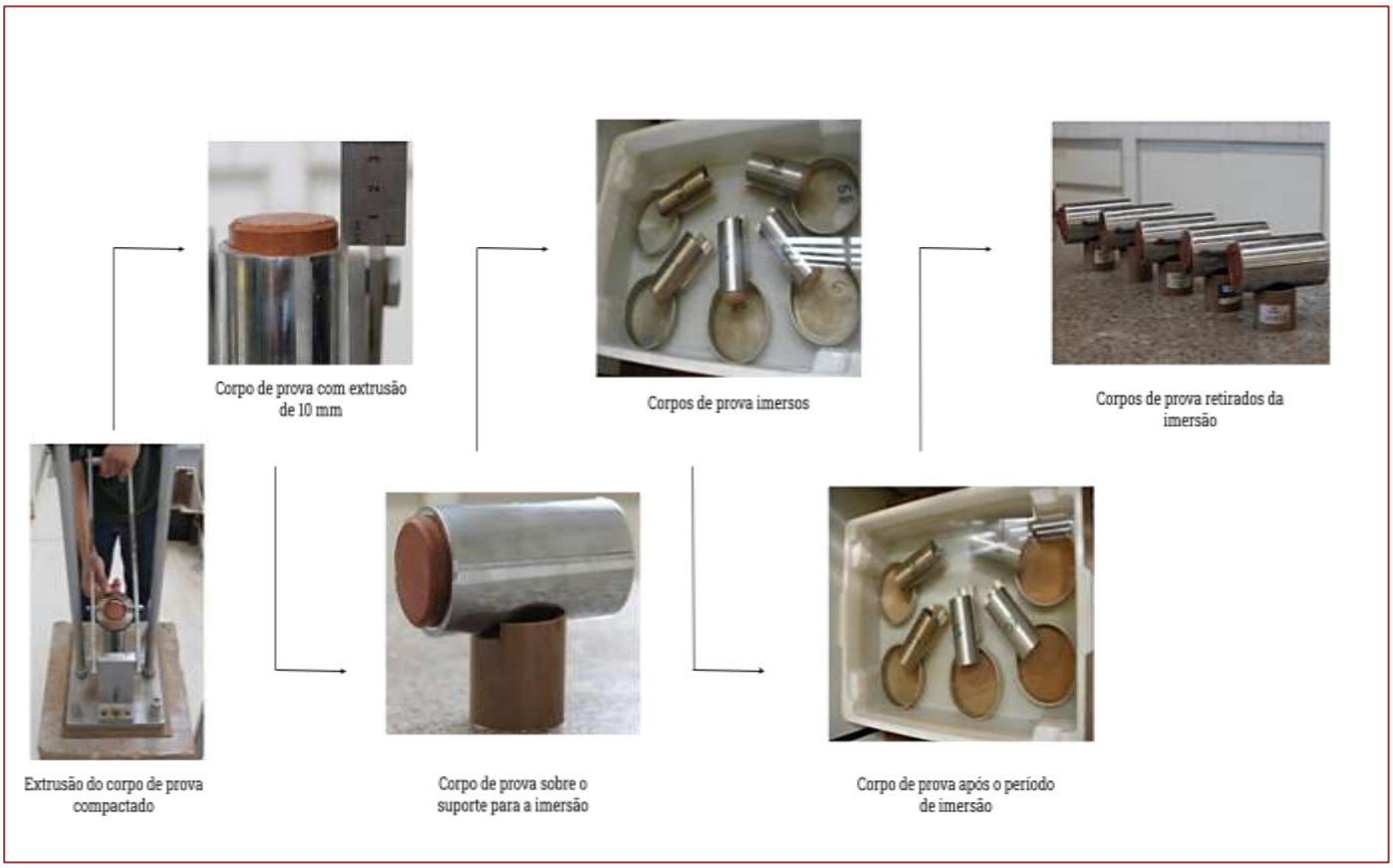
iii. Ensaio de perda de massa por imersão

A execução do ensaio de perda de massa por imersão deve seguir os passos descritos a seguir:

1. Coloca-se o recipiente para imersão em um local adequado, e dentro dele deve-se colocar uma cápsula de alumínio ou porcelana (para cada corpo de prova). A cápsula se posiciona com o centro na vertical passando pelo centro da parte extrudada do corpo de prova.
2. Preencher o recipiente com água, até atingir o nível mínimo de 10mm acima daquele que ficará a superfície externa dos moldes ao serem transferidos para o recipiente.
3. Após a compactação deve se deslocar parcialmente o corpo de prova no molde, utilizando um extrator, de forma que o seu topo fique extrudado 10mm.
4. Deve-se retirar os discos de polietileno e os anéis de vedação do corpo de prova. Em seguida, transferir os moldes com os corpos de prova e os seus suportes para o recipiente de imersão, posicionando-os horizontalmente.
5. Deve-se repetir o procedimento, descrito nos itens 3 e 4, para todos os corpos de prova.

6. Observa-se o comportamento dos corpos de prova nos primeiros minutos, e registrar os comportamentos peculiares, como desagregação, desprendimento de bolhas, inchamento e trincamento.
7. Após 20h do processo de imersão, deve-se esvaziar o recipiente e retirar os moldes, em seguida, examinar e anotar a forma das porções de solo que permaneceram no interior dos moldes.
8. Retira-se as cápsulas, que apresentam deposição de solo, do recipiente de imersão e anotar seu aspecto. Posteriormente, deve-se colocar as cápsulas com solo desprendido em uma estufa, por no mínimo, 12 horas ou até a constância de massa.

Figura 114. Procedimentos de imersão



Fonte: Adaptado de DNIT-ME 258/2023

iv. Determinação da umidade

Para a determinação do teor de umidade, deve-se executado os seguintes passos:

1. Deve-se identificar e pesar as duas cápsulas limpas e secas e anotar as massas como A1 e B1.
2. colocar as amostras úmidas coletadas dentro das cápsulas, pesar os conjuntos (solo úmido + cápsula) e anotar o valor das massas como A2 e B2. As massas de solo úmido irão corresponder a A2-A1 e B2-B1.

3. Deve-se transferir os conjuntos para a estufa, por um período de 12h ou até atingir a constância de massa. A temperatura não deve ultrapassar 60°C.
4. Em seguida, deve-se pesar o conjunto (solo seco+cápsula) e anotar os valores de massa obtidos como A3 e B3. as massas de solo seco irão corresponder a A3-A1 e B3-B1.

6.6. RESULTADOS

i. Teor de umidade:

O teor de umidade pode ser obtido utilizando a fórmula a seguir:

$$h = \frac{(m_h - m_s) \times 100}{m_s}$$

Onde,

h corresponde ao teor de umidade, expresso em porcentagem (%);

m_h corresponde a massa de solo úmido, expressa em gramas (g);

m_s corresponde a massa de solo seco, expressa em gramas (g).

Deve-se calcular os dois valores de umidade e obter uma média aritmética entre os dois.

ii. Alturas e afundamentos:

1. Para obter as alturas da série de golpes de cada corpo de prova, deve-se calcular utilizando as leituras dos extensômetros e aplicando na fórmula a seguir:

$$A_n = K_a - L_n$$

Onde,

A_n corresponde a altura do corpo de prova após a aplicação de n golpes, expressa em milímetros (mm).

K_a corresponde a constante de aferição, expressa em milímetros (mm).

L_n corresponde a leitura do extensômetro após a aplicação de n golpes, expressa em milímetros (mm).

2. Para calcular os afundamentos dos corpos de prova para cada série adotada deve ser calculado a partir de duas formas, dependendo da série de golpes adotada:

a) Série de Parsons

$$a_n = A_n - A_{4n}$$

Onde,

a_n corresponde ao afundamento do golpe n, expresso em milímetros (mm);

A_n corresponde a altura do corpo de prova após a aplicação de n golpes, expressa em milímetros (mm);

A_{4n} corresponde a altura do corpo de prova após a aplicação de 4 x n golpes, expresso em milímetros (mm).

b) Série simplificada

$$a_n = A_n - A_f$$

Onde,

a_n corresponde ao afundamento do golpe n, expresso em milímetros (mm);

A_n corresponde a altura do corpo de prova após a aplicação de n golpes, expresso em milímetros (mm);

A_f corresponde a altura final do corpo de prova após a aplicação do último golpe, expresso em milímetros (mm).

c) Massa específica aparente seca

Calcula-se os valores de massa específica aparente seca para cada valor de n da série de golpes utilizando a fórmula a seguir:

$$MEAS = \frac{M_h \times 100}{(100 + h_c) \times V}$$

onde,

$MEAS$ corresponde a massa especifica aparente seca do corpo de prova compactado, expressa em quilograma por metro cúbico (kg/m^3);

M_h corresponde a massa úmida do corpo de prova compactado, expresso em quilogramas (kg);

h_c corresponde ao teor de umidade do corpo de prova compactado, expresso em porcentagem (%);

V corresponde ao volume do corpo compactado, expresso em metros cúbicos (m^3).

d) Coeficientes

Calcula-se os coeficientes seguindo os passos a seguir:

1. Traça-se as curvas de deformidade de cada corpo de prova, plotando no eixo das abscissas o número de golpes, em escala logarítmica decimal, e no eixo das ordenadas os valores de afundamento, em escala aritmética.
2. A partir das curvas de deformidade, deve-se calcular o Mini-MCV para cada teor de umidade, utilizando a fórmula a seguir:

$$Mini - MCV = 10 \times log_{10}(B_n)$$

onde,

Mini-MCV é um coeficiente adimensional;

B_n é o número de golpes correspondente a um afundamento de 2 mm.

3. Deve-se determinar a curva de deformidade de Mini-MCV=10 e calcular o coeficiente de argilosidade (valor do coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada da curva de deformidade com Mini-MCV=10), utilizando a fórmula a seguir:

$$c' = \left| \frac{\triangle a_n}{\triangle (Mini - MCV)} \right|$$

onde,

c' corresponde ao coeficiente de argilosidade, expresso em milímetros (mm);

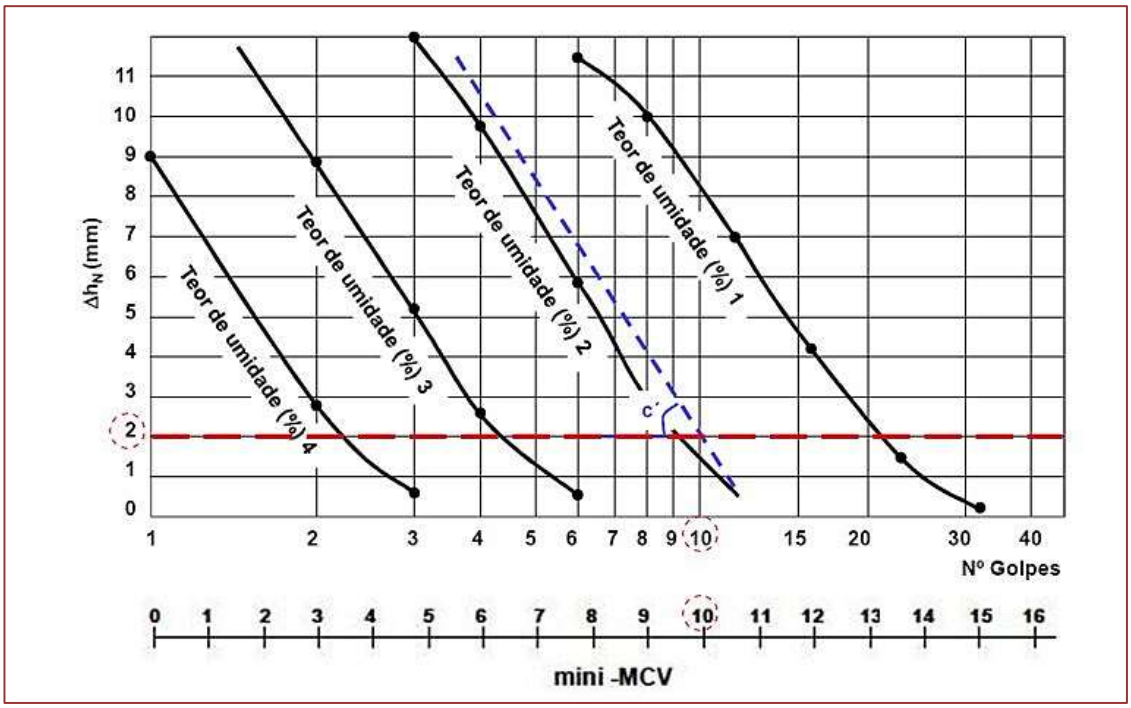
$\triangle a_n$ corresponde a variação do afundamento, no trecho retilíneo e mais inclinado da curva de deformidade com Mini-MCV=10, expresso em milímetros (mm);

$\triangle (Mini - MCV)$ corresponde a variação do eixo das abscissas, no trecho retilíneo e mais inclinado da curva de deformidade de Mini-MCV=10, adimensional.

4. Deve-se traçar as curvas de compactação, separadas em função do número de golpes, plotando no eixo das abscissas os valores de umidade de compactação e no eixo das ordenadas, os valores de massa específica aparente seca.

Conforme ilustrado na **Figura 115** quando o ponto Mini-MCV atinge 10, é desenhada uma linha reta paralela à curva mais próxima a 10 golpes (em azul) e outra linha auxiliar é traçada com uma diferença de altura de 2,0 mm (em vermelho). Nesse contexto, o coeficiente c' pode ser determinado como o coeficiente angular da parte linear da curva de compactação correspondente à condição Mini-MCV = 10, obtido por interpolação entre as curvas mais próximas.

Figura 115. Ensaio de mini-MCV-representação do coeficiente de argilosidade



Fonte: Suporte (2018)

5. Calcula-se o coeficiente d' (coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente ao número de golpes de referência) para a curva de compactação de referência, utilizando a seguinte equação:

$$d' = \frac{\Delta MEAS}{\Delta h_c}$$

Onde,

d' corresponde ao coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente ao número de golpes de referência, expresso em quilogramas por metro cúbico por porcentagem [(kg/m^3)/%];

$\Delta MEAS$ corresponde a variação da massa específica da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente ao número de golpes de referência, expresso em quilogramas por metro cúbico (kg/m^3);

Δh_ccorresponde a variação do teor de umidade do solo, para parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente ao número de golpes de referência, expresso em porcentagem (%).

6. Em seguida, calcular para cada corpo de prova a perda de massa por imersão, utilizando a fórmula a seguir:

$$Pi = 100 \times \frac{M_d \times L_{cp}}{M_s \times L_{ex}} \times F_c$$

onde,

Pi corresponde ao coeficiente de perda de massa por imersão, expresso em porcentagem (%);

M_d corresponde a massa seca desprendida, após a imersão, expressa em gramas (g);

L_{cp} corresponde a altura do CP íntegro, antes da imersão, expressa em milímetros (mm);

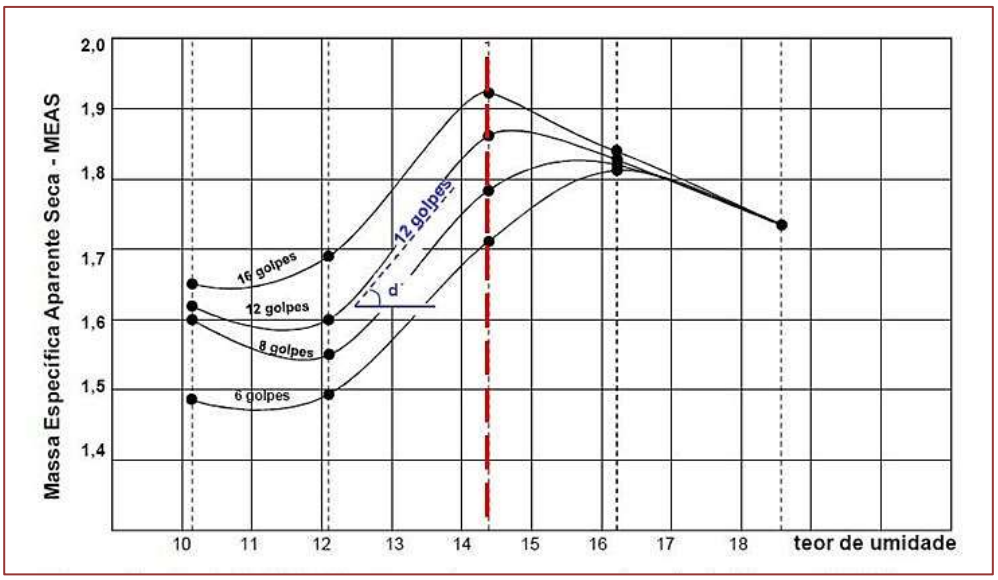
M_s corresponde a massa seca do CP íntegro, antes da imersão, expressa em gramas (g);

L_{ex} corresponde a altura da parte extrudada do CP, expressa em milímetros (mm);

F_c corresponde ao fator de correção, adimensional (F_c=1: desprendido normal e F_c=0,5: desprendido em monobloco coeso).

Na **Figura 116**, são plotadas uma série de curvas de compactação para cada número de golpes, onde a umidade é representada no eixo das abscissas e a densidade específica aparente seca dos corpos de prova no eixo das ordenadas. A partir dos dados de teor de umidade e altura dos corpos de prova, são calculadas as densidades aparentes secas correspondentes a 6, 8, 12 e 16 golpes, resultando na obtenção da família de curvas de compactação. A linha que conecta os pontos de peso específico máximo (em vermelho) em cada ensaio de compactação delineia uma curva de saturação específica do solo examinado.

Figura 116. Ensaio de Mini-MCV - Curvas de compactação



Fonte: Suporte (2018)

7. EXEMPLO RESOLVIDO

O **Quadro 74**, apresenta um exemplo resolvido na obtenção da curva de compactação mediante a realização dos ensaios apresentados neste capítulo. Para uma melhor compreensão, será descrito a seguir os passos realizados para a confecção da tabela.

Passo 1 - Determinação da massa específica

Quadro 74. Dados do cilindro

Cilindro:		
Massa	g	2393
Volume	cm^3	1000
EC	kJ/m^3	583

Fonte: Adaptado de Nogueira

Quadro 75. Dados do solo

Ponto	#	1	2	3	4	5	6	7	8
Cilindro+solo	g	4109	4233	4326	4388	4403	4383	4370	4336
Solo	g	1716	1840	1933	1995	2010	1990	1977	1943
Massa específica	g/cm^3)	1,716	1,84	1,933	1,995	2,01	1,99	1,977	1,943

Fonte: Adaptado de Nogueira

Inicialmente, deve- se obter a massa do cilindro com solo, destacado em laranja, durante a realização do ensaio. Analisando a tabela X com os dados do cilindro e a tabela X com os dados do solo, é possível aplicar na fórmula abaixo e determinar a massa de solo em cada determinação.

$$m_{solo} = m_{cilindro+solo} - m_{cilindro}$$

Com a massa de solo determinada e como volume do cilindro, calcula-se a massa específica do solo utilizando a equação a seguir.

$$\rho = \frac{m_{solo}}{V}$$

Passo 2- Teor de umidade

Quadro 76. Teor de umidade

Cápsula	#	M52	M64	M69	M72	M75	M76	M77	M114
Solo + tara	g	90,1	99,13	106,73	98,96	99,22	103,08	110,84	107,97
Sólidos + tara	g	83,23	90,52	96,38	88,77	88,8	91,26	97,5	93,8
Tara	g	27,95	28,1	27,84	25,48	27,78	26,31	28,03	27,6
Água	g	6,87	8,61	10,35	10,19	10,42	11,82	13,34	14,17
Sólidos	g	55,28	62,42	68,54	63,29	61,02	64,95	69,47	66,2
Teor de umidade	%	12,4	13,8	15,1	16,1	17,1	18,2	19,2	21,4

Fonte: Adaptado de Nogueira

O **Quadro 76**, apresenta uma composição para obtenção do teor de umidade das amostras de cada ponto do ensaio de compactação. Para a realização deste cálculo, foram coletadas amostras para cada cilindro moldado e colocadas em cápsulas, onde a massa dessas cápsulas deve ser conhecida. Em seguida, foram coletados os dados destacados em laranja, mediante a realização do ensaio, onde inicialmente deve-se pesar a amostra dentro da cápsula, levando-as para a estufa até constância de massa. Em seguida, deve ser pesado a massa dos sólidos com a cápsula para completar a tabela e possibilitar a realização dos cálculos.

Com esses valores, é possível obter a massa de água e de sólidos presentes em cada amostra. Para isso, devem ser utilizadas as fórmulas abaixo, respectivamente.

$$m_{água} = m_{solo+cápsula} - m_{sólidos+cápsula}$$

$$m_{sólidos} = m_{sólidos+cápsula} - m_{cápsula}$$

Em seguida, deve-se calcular o teor de umidade para cada amostra que será obtida utilizando os dados anteriores aplicados na fórmula a seguir.

$$w = \frac{m_{água}}{m_{sólidos}} \times 100$$

Passo 3- Índices físicos

Quadro 77. Índices físicos

Massa esp. seca	g/cm^3	1,527	1,617	1,679	1,718	1,716	1,684	1,659	1,6
Índice de vazios	#	0,763	0,66	0,603	0,567	0,569	0,599	0,623	0,683
Grau de saturação	%	43,749	56,287	67,412	76,44	80,902	81,794	82,964	84,347
Altura do excesso	mm	5,7	4,8	4,6	5,1	5,3	4,9	4,7	6,3

Fonte: Adaptado de Nogueira

A partir dos resultados calculados nos passos anteriores é possível determinar os índices físicos do solo utilizado no ensaio. Determina- se a massa específica seca, o índice de vazios e o grau de saturação, aplicando os valores nas equações apresentadas abaixo.

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}$$

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

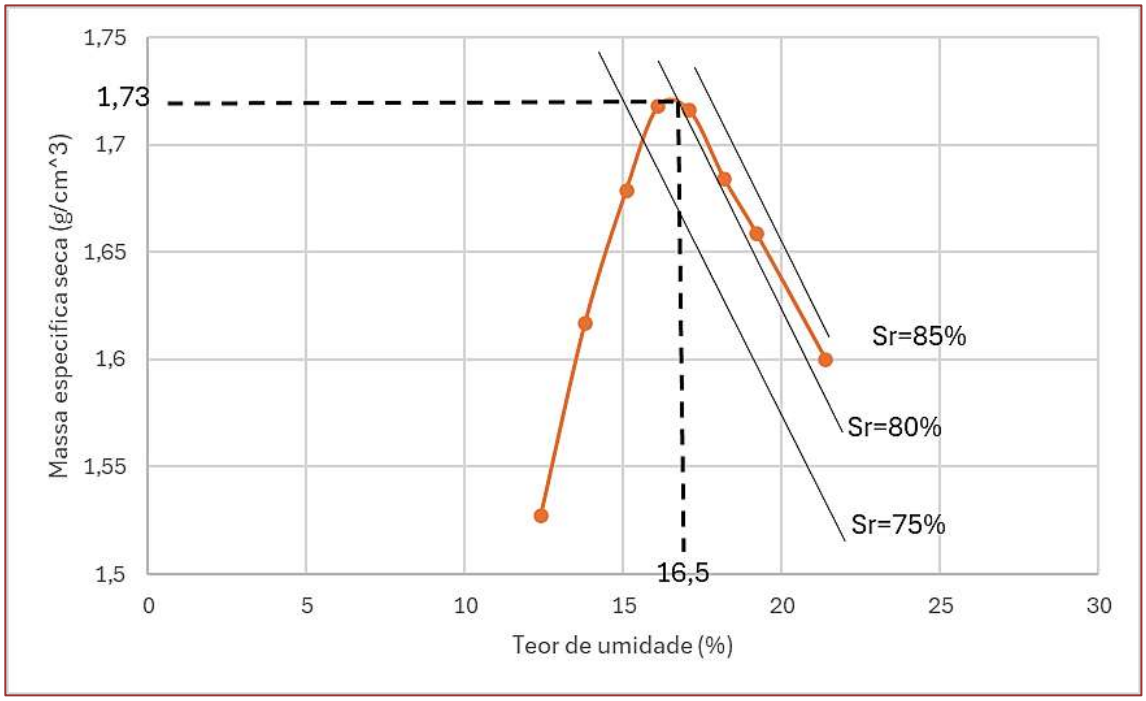
$$S_r = \frac{\rho_s w}{e \rho_w}$$

Além disso, destacado em laranja, está apresentada a altura máxima de excesso em cada ponto.

Passo 4- Curva de compactação

Com os dados obtidos é possível a confecção da curva de compactação apresentada na **Figura 117**, que relaciona a massa específica seca e o teor de umidade encontrado em cada ponto. Além disso, também foram desenhadas curvas de saturação igual a 70%, 80% e 85%.

Figura 117. Curva de compactação



Fonte: Adaptado de Nogueira

O ponto de umidade ótima foi encontrado entre os pontos 4 e 5. As coordenadas do ponto de máximo da curva são:

$$w = 16{,}5\%$$

$$\rho_d = 1{,}726\ g/cm^3$$

$$e = 0{,}56$$

$$S_r = 79{,}4\%$$

$$\rho = 2{,}011\ \frac{g}{cm^3}$$

CAPÍTULO

09 Indice de Suporte Califórnia (CBR)

1. INTRODUÇÃO

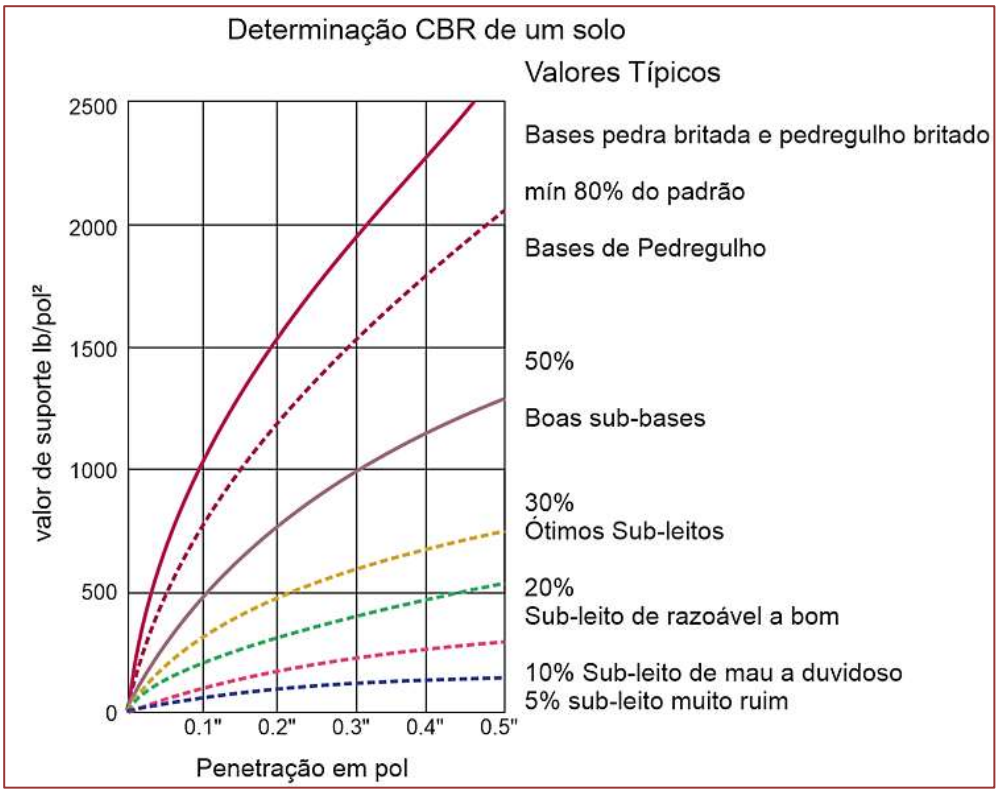
O ensaio CBR - *California Bearing Ratio*, também conhecido como índice de suporte Califórnia (ISC), foi desenvolvido por O. J. Porter, no fim da década de 1920, e aprimorado pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia, em 1929.

Quando o engenheiro Porter investigou as causas de rupturas em pavimentos flexíveis em rodovias, os resultados apontaram para o deslocamento do solo dos subleitos (causado pela absorção de água), e a consolidação diferencial das camadas (devido a compactação inadequada durante as etapas de construção) como as causas mais comuns de ruptura. Logo, era necessário um controle da compactação do solo dos subleitos e da espessura das camadas. Assim, surgiu um ensaio que aferisse a capacidade de suporte do solo para que fosse determinada a dimensão das camadas, sendo ele um ensaio simples, rápido e com baixo custo.

O ensaio, basicamente, avalia as características mecânicas do solo, sua resistência à penetração, através de três etapas: compactação, expansão e teste de penetração (que utiliza um pistão padronizado em relação ao solo e uma brita padrão, comparando os dois resultados). Na maioria das vezes, essa relação é representada como um CBR de X%, ou seja, um CBR de 18% significa dizer que determinado solo tem 18% da resistência à penetração necessária para penetrar a brita padronizada, por exemplo. Por consequência, quanto maior é o CBR (ISC), maior será a resistência do solo.

É um método de ensaio adotado por vários órgãos rodoviários no mundo, foi introduzido no Brasil em 1966 pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza, e adaptou-se à realidade brasileira. É bastante utilizado em projetos que pretendem alcançar qualidade e economia em relação ao uso de piso industrial. Apesar do custo baixo em comparação com o valor total de uma obra, ele permite que a apresentação e a análise dos resultados aconteçam em tempo hábil. Não por acaso, frequentemente aparece em estradas e obras de pavimentação — projetos que quase nunca têm prazos folgados e exigem exatidão.

Figura 118. Valores típicos de CBR para uma variedade de solos



NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

É recomendável verificar o capítulo 8 deste manual, Compactação, que explora assuntos pertinentes e complementares deste capítulo.

2. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 9895/2016 – Solos – Índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio
- DNER-ME 049/1994 – Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas
- DNIT 172/2016 – ME – Solos – Determinação do índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio
- DNIT 160/2012 - ME - Solos - Determinação de expansividade - Método de ensaio

2.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 9895/16	DNIT-ME 172/16	DNIT-ME 160/12	DNER-ME 49/94
Balança com capacidade de 20 kg, 1500 g e 200 g, com resoluções de 1 g, 0,1 g e 0,01 g, respectivamente	X			
Balança com capacidade de 20 kg e com resolução de 5 g		X		X
Bandejas metálicas retangulares	X			
Base rígida de concreto	X			
Cilindro, compreendendo: - molde cilíndrico - base perfurada - cilindro complementar de mesmo diâmetro - disco espaçador metálico	X	X	X	X
Cápsula metálica com tampa para determinação da umidade	X			
Extensômetro graduado em 0,01 mm, com curso mínimo de 10 mm		X	X	X
Estufa capaz de manter umidade entre 105° e 110° C	X	X		
Conchas metálicas com capacidade de 1000 e 500 cm^3	X			
Desempenadeira de madeira	X			
Espátula de lâmina flexível	X	X		
Extrator de corpo de prova	X	X		X
Disco anelar de aço	X	X		X
Disco espaçador	X	X		X
Papel filtro circular com diâmetro igual ao molde	X	X		X
Prensa	X	X		X
Prato perfurado de bronze, latão ou ferro galvanizado	X	X		X
Peneira de 76 mm	X			
Peneiras de 19 e 4,8 mm	X			X
Proveta de vidro de 1000 cm^3	X			
Proveta de vidro de 200 e 100 cm^3	X			
Régua de aço biselada 30 cm	X	X		
Relógio comparador (deflectômetro) com curso mínimo. de 10 mm, graduado em 0,01 mm	X			
Soquete AASHTO (com massa de 4,536 +- 10 g e dispositivo de controle de queda da ordem de 457 +- 2 mm	X	X		X
Soquete de compactação pequeno			X	
Soquete grande				
Tripé porta extensômetro		X		X
Tanque, balde ou recipiente que permita a imersão total do corpo de prova	X	X		

2.3. PROCEDIMENTO

A quantidade de material recomendado para execução do ensaio é de 50 kg, separando cinco porções, com cerca de 6 ou 7 kg cada (segundo a norma DNIT-ME 172/2016 e DNER-ME 049/94), da amostra preparada. Entretanto, deve-se consultar a norma ABNT NBR 6457/2016, DNER-ME 041/94 ou o primeiro capítulo deste manual para o procedimento de retirada e preparação da amostra, e verificar o **Quadro 78** abaixo.

Quadro 78. Quantidades de material

Peneira (mm)	Porcentagem de material retido %	Observação
4,8	menor que 7	desprezar o material retido
19	menor que 10	desprezar o material retido
	maior que 10	ver ***a***
	maior que 30	não ensaiar de acordo com esta Norma
a - Passar *o material retido na peneira de 19 mm através da peneira de 76 mm e desprezar o material retido nesta última. Substituir o material retido na peneira de 19mm e que passe na de 76 mm, por igual quantidade de material retido na peneira de 4,8 mm e que passe na de 19 mm.*		

Fonte: ABNT NBR 9895/2017

1. Iniciando a moldagem dos corpos de prova, deve-se fixar o molde cilíndrico à sua base e colocar o disco espaçador. Se necessário, colocar uma folha de papel filtro com diâmetro igual ao do molde utilizado, de modo a evitar a aderência do solo compactado à superfície metálica do disco espaçador;
2. Tomar a amostra que foi preparada para o ensaio, de acordo com a Norma escolhida das referidas acima;
3. Na bandeja metálica, com auxílio da proveta de vidro, adiciona-se água gradativamente e revolve-se continuamente o material, de forma a obter um teor de umidade em torno de cinco pontos percentuais abaixo da umidade ótima presumível;
4. Após completar a homogeneização do material, proceder à compactação, em cinco camadas, atendo-se ao número de golpes por camada correspondente à energia desejada;

    a) As energias de compactação especificadas na Norma ABNT NBR 9895 são: normal, intermediária e modificada, respectivamente, com 12, 26 e 55 golpes por camada, em um total de cinco camadas de acordo com a ABNT NBR 7182.

    b) Compacta-se o material referido de forma a se ter uma altura de solo de cerca de 12,5 cm após a compactação.

5. Os golpes do soquete devem ser aplicados perpendicularmente e distribuídos uniformemente sobre a superfície de cada camada, sendo que as alturas das camadas compactadas devem resultar aproximadamente iguais.

   a) *A compactação de cada camada deve ser precedida de uma ligeira escarificação da camada subjacente;*

6. A determinação da umidade, w, deve ser feita com uma porção de amostra remanescente na bandeja, retirada imediatamente após a compactação da segunda camada, e de acordo com a ABNT NBR 6457;

   a) *A Norma DNER-ME 049 recomenda cerca de 100 g para determinação da umidade.*

7. Após a compactação da última camada, retira-se o cilindro complementar, depois de escarificar o material em contato com a parede deste, com auxílio de espátula e rasa-se o corpo de prova;

   a) *Deve haver um excesso de no máximo 10 mm do solo compactado acima do molde que deve ser removido e rasado com o auxílio de régua biselada. Feito isso, remove-se o molde cilíndrico de sua base.*

8. Pesa-se o conjunto, cilindro + corpo de prova, em balança com resolução de 1 g, e, por subtração da massa do molde cilíndrico, obtém-se a massa úmida do solo compactado, Mu.

9. Repetem-se as operações descritas de 1 a 8 para teores crescentes de umidade tantas vezes quantas necessárias para caracterizar a curva de compactação com um mínimo de cinco corpos de prova. Estes corpos de prova moldados são utilizados nos ensaios de expansão e penetração.

2.4. ENSAIO DE EXPANSÃO

Ensaio de expansibilidade de solo é o ensaio por meio do qual se determina o aumento do volume que certos solos apresentam, quando em contato com a água ou quando reduzida a pressão sobre eles.

Terminadas as moldagens necessárias para caracterizar a curva de compactação, deve-se:

1. Retirar o disco espaçador de cada corpo de prova, inverter os moldes e fixá-los nos respectivos pratos-base perfurados;

2. Colocar, em cada corpo de prova, no espaço deixado pelo disco espaçador, um papel de filtro, o prato perfurado com a haste de expansão e sobre ele dois discos anelares cuja massa total deve ser da ordem de 4 540 g ± 20 g;

3. Apoiar, na haste de expansão do prato perfurado, a haste do relógio comparador (deflectômetro) acoplado ao suporte para relógio comparador, colocado na borda superior do cilindro. Anotando a leitura inicial e imergindo o corpo de prova no tanque até ultrapassar o cilindro em 1 cm.;

   i. *Cada corpo de prova deve permanecer no banho durante no mínimo quatro dias, e as leituras no relógio comparador (deflectômetro) devem ser efetuadas de 24 h em 24 h, durante 4 dias, em porcentagem da altura inicial do corpo de prova. Essas leituras podem ser indicadas conforme sugestão do Quadro 79.*

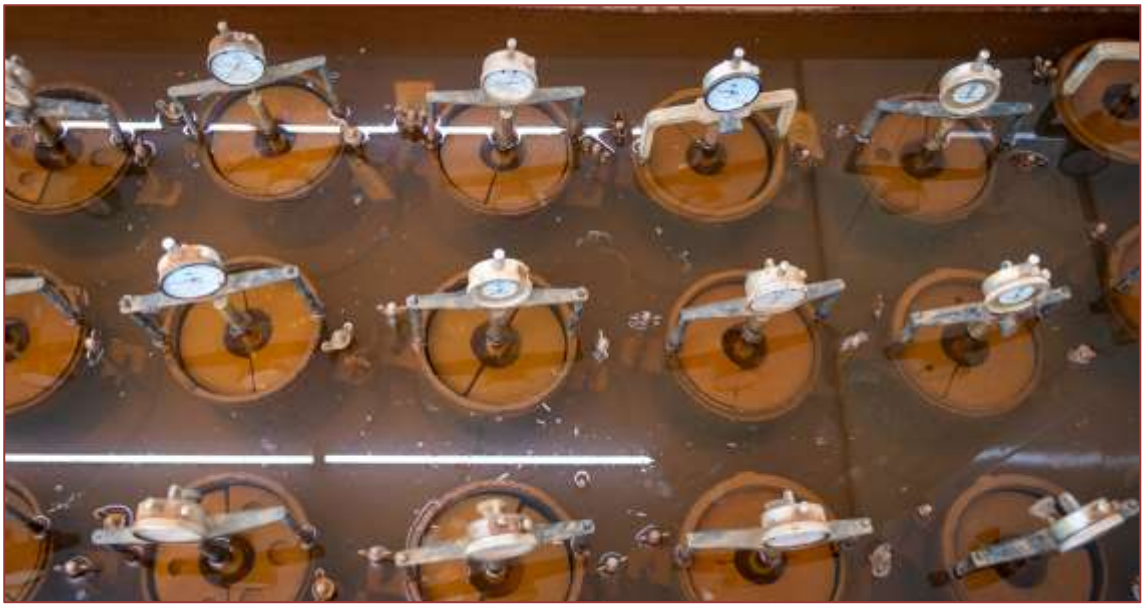
Quadro 79. Modelo de relatório para informações do relógio comparador (deflectômetro)

Tempo decorrido dias	Data	Hora	Leitura no relógio comparador mm	Diferença de leitura no relógio comparador mm
Início				
1				
2				
3				
4				
Altura inicial do corpo de prova mm				

Fonte: ABNT NBR 9895/16

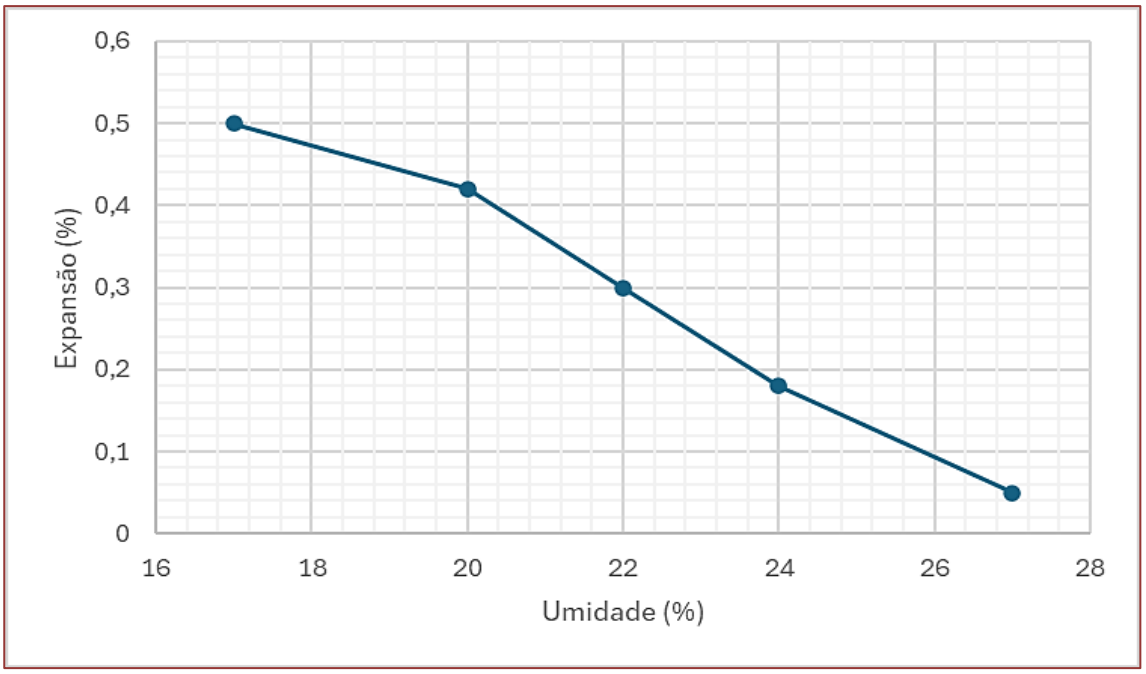
4. Terminado o período de embebição, retirar cada corpo de prova da imersão e deixar escoar a água durante 15 min. Após esse tempo, o corpo de prova está preparado para a penetração.

Figura 119. Ensaio de expansão



Fonte: Suporte

Figura 120. Exemplo da curva de expansão



fonte: Biopdi

2.5. ENSAIO DE PENETRAÇÃO

Realiza-se a penetração em uma prensa composta dos seguintes elementos:

A. Quadro formado por base e travessa de ferro fundido e tirantes de aço, apresentando a travessa um entalhe inferior para suspensão de um conjunto dinamométrico;

B. macaco de engrenagem, de operação manual por movimento giratório de uma manivela, com duas velocidades, acompanhado de um prato reforçado ajustável ao macaco, com 240 mm de diâmetro para suportar o molde, ou prensa hidráulica com ajuste de velocidade;

C. conjunto dinamométrico com capacidade de 50 kN sensível a 25 N, constituído por anel dinamométrico de aço (ou célula de carga), calibrado, com dimensões compatíveis com a carga indicada, com dispositivo para fixação no entalhe da travessa; relógio comparador (deflectômetro) graduado em 0,001 mm fixado ao centro do anel, para medir encurtamentos diametrais; pistão de penetração, de aço, com 49,6 mm de diâmetro e com uma altura de cerca de 190 mm, variável conforme as condições de operação, fixado à parte inferior do anel; e relógio comparador (deflectômetro) graduado em 0,01 mm, com curso maior que 12,7 mm, fixado lateralmente ao pistão, de maneira que seu pino se apoie no bordo superior do molde;

Figura 121. Prensa CBR manual

Fonte: Biopdi

Figura 122. Prensa CBR elétrica automática

Fonte: Biopdi

1. Inicia-se o ensaio ao colocar no topo de cada corpo de prova, dentro do molde cilíndrico, as mesmas sobrecargas utilizadas no ensaio de expansão.
2. Coloca-se esse conjunto no prato da prensa e procede-se ao assentamento do pistão (de maneira que ele esteja perfeitamente no centro do corpo de prova);
3. Aciona-se a prensa para que o pistão toque o corpo de prova e exerça a aplicação de uma carga de aproximadamente 45 N, controlada pelo deslocamento do ponteiro do relógio comparador do anel dinamométrico (ou célula de carga);
4. A seguir, zera-se o relógio comparador do anel dinamométrico (ou o extensômetro) e o que mede a penetração do pistão no solo;

a. A ABNT NBR 9895/2016 recomenda acionar a manivela da prensa com a velocidade de 1,27 mm/min.

5. Cada leitura considerada no relógio comparador (deflectômetro) do anel (ou célula de carga) é função de uma penetração do pistão no solo e de um tempo especificado para o ensaio. Essas leituras podem ser indicadas conforme sugestão do **Quadro 80**;

Quadro 80. Modelo de anotação de leituras do relógio comparador (deflectômetro)

Tempo min	Penetração mm	Leitura mm	Carga N	Pressão MPa
0,5	0,63			
1,0	1,27			
1,5	1,90			
2,0	2,54			
2,5	3,17			
3,0	3,81			
3,5	4,44			
4,0	5,08			
5,0	6,35			
6,0	7,62			
7,0	8,89			
8,0	10,16			
9,0	11,43			
10,0	12,7			

Fonte: ABNT NBR 9895/2016

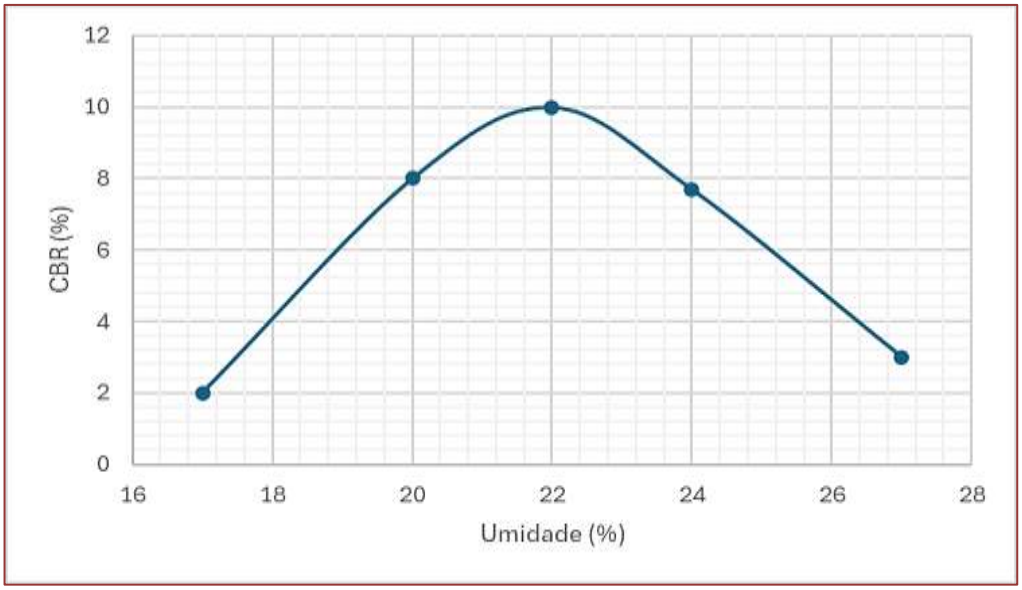
Quadro 81. Modelo de anotação de leituras do relógio comparador (deflectômetro)

Molde n°							
Tempo min (1)	Penetração (2)		Pressão padrão N (3)	Leituras no extensômetro MPa (4)	Pressão (5)		ISC % (6)
	mm	pol			Calculada	Corrigida	
0,5	0,63						
1,0	1,27						
1,5	1,90						
2,0	2,54						
2,5	3,17						
3,0	3,81						
3,5	4,44						
4,0	5,08						
5,0	6,35						
6,0	7,62						
7,0	8,89						
8,0	10,16						
9,0	11,43						
10,0	12,7						

Fonte: DNIT 172/2016 - ME

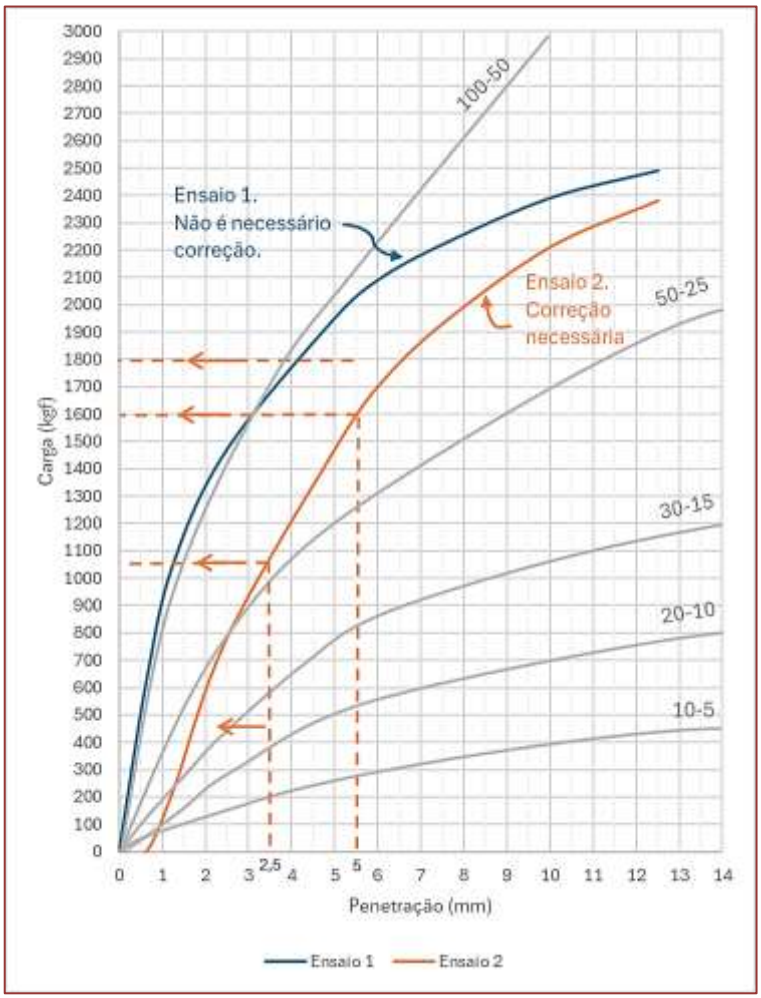
6. As leituras efetuadas no relógio comparador (deflectômetro) do anel (ou célula de carga) medem encurtamentos diametrais provenientes da atuação das cargas. No gráfico de aferição do anel tem-se a correspondência entre as leituras efetuadas no relógio comparador do anel e as cargas atuantes.

Figura 123. Curva de resistência à penetração



Fonte: Biopdi

Figura 124. Gráfico após as leituras do ensaio



Durante a realização do ensaio deve-se registrar as leituras em alguns pontos com velocidade de pressão constante. Na **Figura 124** é possível observar curva para dois ensaios, o ensaio 1 em azul e o ensaio 2 em laranja.

2.6. RESULTADO

Deve-se determinar a massa específica aparente do solo seco de cada corpo de prova moldado, deve-se utilizar a seguinte equação:

$$\rho_d = \frac{M_h \times 100}{V_c\ (100 + w)}$$

Onde:

ρ_d - massa específica aparente seca, expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm3);

O valor correspondente à ordenada máxima da curva de compactação, expresso com aproximação de 0,01 g/cm3.

M_c - massa úmida do solo compactado, em gramas;

V_c - é o volume útil do molde cilíndrico, expresso em centímetros cúbicos (cm3);

w - é o teor de umidade do solo compactado, em porcentagem.

Lembrando que também deve-se calcular o teor de umidade do solo compactado.

$$w = \mathrm{M}h - MsMs \times 100$$

$$w = \frac{M_h - M_s}{M_s}_{\times 100}$$

Onde:

M_s - massa de material seco.

i. Expansão

A expansibilidade é dada em percentagem. Calcula-se a expansão de cada corpo de prova utilizando a seguinte equação:

$$Expansão(\%) = \frac{\Delta l}{h_o} \times 100 = \frac{l_f - l_i}{h_o} \times 100$$

Onde:

Δl - variação de altura da leitura do extensômetro;

l_i - leitura inicial do extensômetro, ou relógio comparador (deflectômetro);

l_f - leitura final do extensômetro, ou relógio comparador (deflectômetro);;

h_o - altura inicial do corpo de prova;

ii. Índice de suporte Califórnia (ISC)

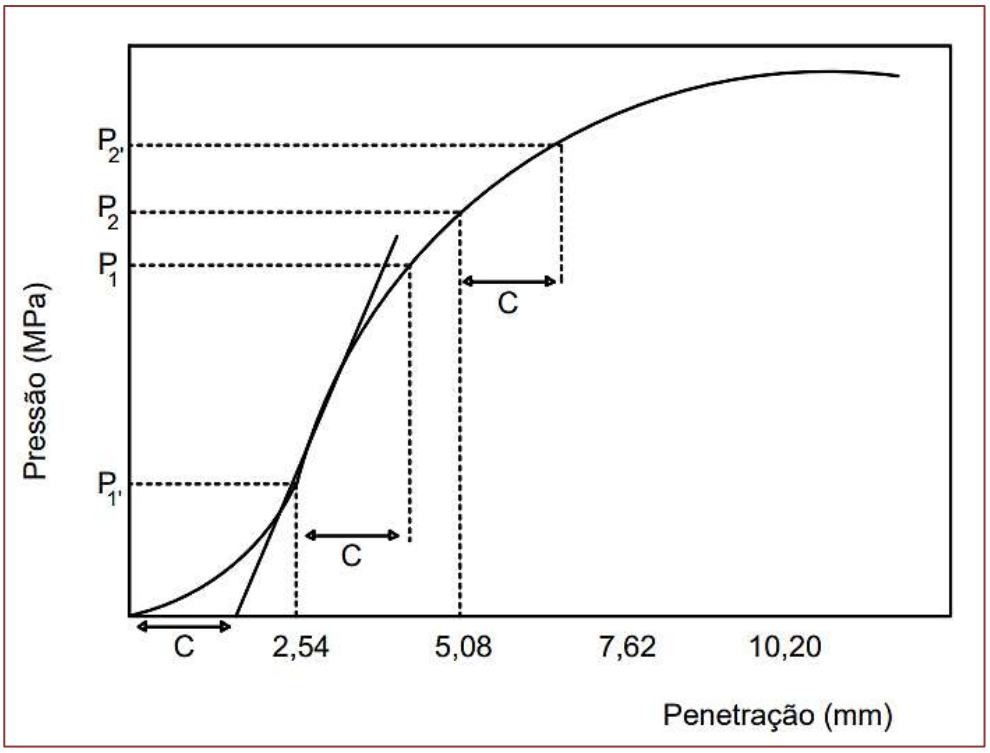
De preferência na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala das umidades de moldagem, é registrado sobre o eixo das ordenadas os valores índices de suporte Califórnia.

Deve-se traçar a curva de pressão aplicada pelo pistão versus penetração do pistão. Caso a curva de pressão-penetração apresente um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva neste ponto até que a mesma intercepte o eixo das abscisas. A curva corrigida é então esta tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto que a tangente corta o eixo das abscissas;

Seja *c* a distância deste ponto à origem dos eixos. Soma-se as abscissas dos pontos correspondentes às penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm a distância *c*, com o que se determina, na curva obtida, os valores correspondentes das novas ordenadas, as quais representam os valores das pressões corrigidas para as penetrações antes referidas.

A correção pode ser obtida como mostra o gráfico da **Figura 125**.

Figura 125. Gráfico de Correção



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 9895/2016

Onde:

P1 e P2 são pressões lidas para 2,54 mm e 5,08 mm.

P1' e P2' são pressões corrigidas para 2,54 mm e 5,08 mm.

Calcula-se o índice de suporte Califórnia correspondente a cada corpo de prova de acordo com o **Quadro 82**, utilizando-se a seguinte equação:

$$ISC\ (\%) = \frac{Pressão_c}{Pressão_p} \times 100$$

Onde:

$Pressão_c$ - pressão calculada ou pressão corrigida;

$Pressão_p$ - pressão padrão;

NOTA ABNT NBR 9895/2016:

Adotar o maior dos valores obtidos nas penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm.

Quadro 82. Cálculo do índice de suporte Califórnia

Penetração mm	Pressão MPa ou kg/cm2			ISC %
	Calculada	Corrigida	Padrão	
2,54			6,9	
5,08			10,35	

Fonte: ABNT NBR 9895/16

Na mesma folha em que a curva de compactação for apresentada, usar a mesma escala das umidades de moldagem e registrar em escalas adequadas os valores dos índices de suporte Califórnia e expansão obtidos, segundo este método, correspondentes aos valores das umidades que serviram para a construção da curva de compactação. O valor de ISC do ensaio deve ser obtido da curva segundo critérios de projeto.

3. SOLOS COMPACTADOS COM EQUIPAMENTO MINIATURA

3.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- DNER-ME 228/94 – Solos – Compactação em equipamento miniatura (substituída)
- DNIT-ME 228/2023 – Solos – Ensaio de compactação em equipamento miniatura - Método de ensaio
- DNER-ME 256/94 – Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão
- DNER-ME 254/94 – Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão (substituída)
- DNER-ME 254/2023 – Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão

3.2. EQUIPAMENTOS

	DNER-ME		
	228/94	254/94	256/94
Compactador miniatura	X		x
Balança com capacidade de 1 kg e resolução de 0,1	X		x
Bacia plástica com capacidade de 3 L	X		x
Base rígida de concreto	X		x
Cilindro, compreendendo: - molde cilíndrico - base perfurada - cilindro complementar de mesmo diâmetro - disco espaçador metálico	X		x
Cápsula metálica com tampa para determinação da umidade	X		x
Extensômetro graduado em 0,01 mm, com curso mínimo de 10 mm	X		x
Estufa capaz de manter umidade entre 105° e 110° C	X	x	x
Assentador cilíndrico	X		x
Anéis de vedação	X		x
Espaçadores de aço	X		x
Extrator de corpo de prova	X		x
Disco de polietileno com 0,2 de espessura e diâmetro de 50 mm	X		x
Disco espaçador			
Papel filtro circular com diâmetro igual ao molde	X		x
Prensa	X		x
Prato perfurado de bronze, latão ou ferro galvanizado	X		x
Peneira de 2 mm	X		x
Peneiras de X mm			x
Funil, com bocal maior com 15 cm e bocal menor com 4,5 cm, de diâmetro	X		x
Folha de ensaio	x		x
Recipiente para pesagem do solo	X		x
Soquete AASHTO (com massa de 4,536 +- 10 g e dispositivo de controle de queda da ordem de 457 +- 2 mm	X		x
Tripé porta extensômetro	x		x
Vaselina	x		x
Tanque ou recipiente que permita a imersão total do corpo de prova			x

3.3. PROCEDIMENTO

Inicialmente, deve-se consultar a norma DNER-ME 009/94 para coleta da amostra, com quantidade mínima de 2,5 kg de fração passante na peneira de 2 mm. Para a preparação da amostra, consultar a norma ABNT NBR 6457/16, o primeiro ou o oitavo capítulo deste manual, ou ainda a norma DNER-ME 228/2023.

1. Passa-se vaselina nos moldes a serem usados, com auxílio de um pano, removendo os excessos com uma flanela seca;
2. Coloca-se os espaçadores envolvendo o pistão inferior. Encaixa-se o molde sobre os espaçadores envolvendo o pistão inferior também.
3. Coloca-se dentro do molde um disco de polietileno e um anel de vedação, de maneira centralizada.
    a) *A DNER 228/2023 recomenda a utilização dos antes de vedação se a folga entre o diâmetro interno e o diâmetro do pistão inferior for maior que 0,2 mm e/ou quando a amostra for porções úmidas de argilas e siltes argilosos.*
4. Toma-se uma parte da amostra com o teor de umidade ótima presumida. Deve-se homogeneizar e pesar (Mi) o corpo de prova, cerca de 200g.
5. Coloca-se no molde a massa inicial de compactação do corpo de prova utilizando um funil.
6. Em seguida, nivela-se o solo dentro do molde, utilizando um assentador
    a) *A DNER 228/2023 recomenda, se necessário, coloca-se um segundo disco de polietileno sobre o topo do molde, inserindo outro anel de vedação*
7. Separa-se duas amostras para a determinação do teor de umidade.

i. Mini-CBR

O início do ensaio do Mini-CBR com e sem embebição, descritos na norma DNER-ME 254/94, segue as etapas dos tópicos descritos anteriormente.

> **NOTA DOS AUTORES:**
>
> Manter o corpo de prova em repouso por um período de 1h após a remoção do tanque e escoamento da água.

ii. Perda de massa por imersão

O ensaio descrito na norma DNER-ME 256/94, segue as etapas dos tópicos descritos anteriormente.

Figura 126. Prensa para ensaio mini CBR

fonte: Petroonline

3.4. RESULTADO

i. Mini - CBR e expansão

Deve-se calcular as cargas, em kgf, referentes às leituras do anel dinamométrico (ou o dispositivo equivalente sendo utilizado), marcar os pontos no gráfico, com as penetrações em abcissas, as cargas em ordenadas, e traçar por eles a curva média correspondente. A depender da forma da curva obtida, corrigi-la da seguinte forma:

i. Quando apresentar ponto de inflexão próximo à origem

Deve-se traçar uma tangente à curva nesse ponto, até que a mesma intercepte o eixo das abscissas. A curva corrigida será formada por esta tangente até o ponto de inflexão e pelo trecho original da curva depois desse ponto.

ii. Quando o trecho da penetração de 2,0 mm for decrescente, indicando ocorrência de cisalhamento do corpo-de prova

Corrigi-la prolongando-a com a mesma tendência da curvatura, a partir de um ponto pouco antes do valor da carga máxima observada. Deve-se calcular o Mini-CBR 1 (penetração de 2,0 mm) e o Mini-CBR 2 (penetração de 2,5 mm) através das seguintes fórmulas:

$$log\ (\ Mini - CBR\ 1) \ = \ -0{,}254 \ + \ 0{,}896 \ \times log\ C1$$

$$log\ (\ Mini - CBR\ 2) \ = \ -0{,}356 + \ 0{,}937 \ \times log\ C2$$

Onde $C1$ e $C2$ são, respectivamente, os valores das cargas obtidas na curva referida acima, expressos em quilograma força (kgf).

Nota: O cálculo do Mini-CBR pode ser simplificado pelo uso de tabelas apropriadas.

Figura 127. Quadro para obtenção do valor do mini-CBR de maneira simplificado

Carga (kgf)	Mini-CBR (%)		Carga (kgf)	Mini-CBR (%)		Carga (kgf)	Mini-CBR (%)		Carga (kgf)	Mini-CBR (%)	
	2	2,5		2	2,5		2	2,5		2	2,5
0	0,0	0,0	50	18,4	17,1	150	49,1	48,2	550	159,0	163,0
1	0,5	0,4	51	18,7	17,4	155	50,8	49,7	560	161,0	166,0
2	1,0	0,8	52	19,1	17,7	160	52,0	51,2	570	164,0	168,0
3	1,5	1,2	53	19,4	18,8	165	53,6	52,7	580	167,0	171,0
4	1,9	1,6	54	19,8	18,4	170	55,1	54,2	590	169,0	174,0
5	2,4	2,0	55	20,1	18,7	175	57,0	55,7	600	172,0	177,0
6	2,8	2,3	56	20,5	19,0	180	58,3	57,1	610	174,0	180,0
7	3,2	2,7	57	20,8	19,3	185	59,7	58,6	620	177,0	182,0
8	3,6	3,1	58	21,2	19,7	190	61,1	60,1	630	180,0	185,0
9	4,0	3,4	59	21,5	20,0	195	62,5	61,7	640	182,0	188,0
10	4,4	3,8	60	21,8	20,3	200	64,0	63,1	650	185,0	191,0
11	4,7	4,1	61	22,1	20,6	205	65,5	64,6	660	187,0	193,0
12	5,1	4,5	62	22,4	20,9	210	67,0	66,4	670	190,0	196,0
13	5,5	4,8	63	22,7	21,3	215	68,6	67,6	680	192,0	199,0
14	5,9	5,2	64	23,1	21,6	220	70,1	69,0	690	195,0	201,0
15	6,3	5,5	65	23,4	21,9	225	71,3	70,5	700	197,0	204,0
16	6,7	5,9	66	23,7	22,2	230	72,6	71,9	710	200,0	207,0
17	7,0	6,2	67	24,0	22,5	235	73,8	73,5	720	202,0	210,0
18	7,4	6,6	68	24,4	22,9	240	75,2	74,8	730	205,0	212,0
19	7,8	6,9	69	24,7	23,2	245	76,9	76,4	740	207,0	215,0
20	8,2	7,3	70	25,1	23,5	250	79,0	78,0	750	210,0	218,0
21	8,5	7,6	71	25,4	23,8	260	82,0	81,0	760	212,0	220,0
22	8,9	8,0	72	25,8	24,1	270	84,0	83,0	770	215,0	223,0
23	9,2	8,3	73	26,0	24,4	280	87,0	86,0	780	217,0	226,0
24	9,6	8,6	74	26,3	24,7	290	89,0	89,0	790	220,0	229,0
25	10,0	8,9	75	26,6	25,0	300	92,0	92,0	800	222,0	231,0
26	10,3	9,3	76	26,9	25,4	310	95,0	95,0	820	228,0	237,0
27	10,7	9,6	77	27,2	25,7	320	97,0	98,0	840	232,0	242,0
28	11,0	9,9	78	27,6	25,9	330	100,0	101,0	860	237,0	247,0
29	11,4	10,3	79	27,9	26,2	340	103,0	104,0	880	242,0	253,0
30	11,7	10,6	80	28,3	26,4	350	106,0	107,0	900	247,0	258,0
31	12,0	10,9	82	28,6	27,4	360	109,0	109,0	920	252,0	264,0
32	12,4	11,3	84	29,4	28,1	370	111,0	112,0	940	257,0	269,0
33	12,8	11,6	86	30,0	28,7	380	114,0	115,0	960	262,0	274,0
34	13,1	11,9	88	30,6	29,2	390	117,0	118,0	980	267,0	280,0
35	13,5	12,2	90	31,3	29,8	400	119,0	121,0	1000	272,0	285,0
36	13,8	12,6	92	31,9	30,5	410	122,0	124,0			
37	14,1	12,9	94	32,0	31,1	420	125,0	127,0			
38	14,5	13,3	96	33,0	31,7	430	127,0	129,0			
39	14,8	13,6	98	33,7	32,4	440	130,0	132,0			
40	15,1	13,9	100	34,3	33,0	450	133,0	135,0			
41	15,4	14,2	105	36,0	34,5	460	136,0	138,0			
42	15,8	14,5	110	37,2	36,1	470	138,0	141,0			
43	16,1	14,8	115	39,0	37,6	480	141,0	143,0			
44	16,4	15,2	120	40,4	39,1	490	143,0	146,0			
45	16,8	15,5	125	41,8	40,6	500	146,0	149,0			
46	17,1	15,8	130	42,9	42,2	510	149,0	152,0			
47	17,4	16,1	135	44,8	43,7	520	151,0	155,0			
48	17,7	16,4	140	46,3	45,2	530	154,0	157,0			
49	18,1	16,7	145	47,4	46,7	540	156,0	160,0			
50	18,4	17,1	150	49,1	48,2	550	159,0	163,0			

Fonte: DNER 254/2023

iii. Perda de massa por imersão

Na apresentação do resultado, é sempre obrigatória a discriminação da condição em que o corpo de prova foi obtido, bem como a umidade de compactação, tipo de compactação etc.

Para fins classificatórios, e melhor caracterização do solo, é indispensável a determinação da variação da perda de massa por imersão, em função do teor de umidade de compactação. Assim, deve-se calcular a perda de massa por imersão Pi para uma determinada condição de compactação, através da seguinte fórmula:

$$Pi = \frac{P_d \times 100}{M_o}$$

Onde:

Pi - perda de massa por imersão, expressa em porcentagem, com aproximação de uma unidade;

P_d - massa de solo seco, da porção, desprendida do corpo de prova, em gramas;

M_o - massa de solo correspondente a 10 mm do corpo de prova, logo após a compactação do mesmo, em gramas.

Quando a porção desprendida tiver forma de um único cilindro, a sua massa seca em estufa deve ser multiplicada por 0,5. Geralmente, o cálculo da perda de massa por imersão Pi é facilitado pelo uso da seguinte fórmula:

$$Pi = \frac{P_d \times A \times 10}{M_s}$$

Onde:

A - altura inicial do corpo de prova em milímetros, com precisão de 0,1 mm;

M_s - massa seca em estufa do corpo de prova, calculada pela fórmula:

$$M_s = \frac{100 \times M_h}{100 + W_c}$$

Onde:

M_h é a massa úmida do corpo de prova, expressa em gramas, e W_c é o teor de umidade de compactação expresso em porcentagem. Quando a parte desprendida do corpo de prova tiver forma cilíndrica, aplicar também o fator de redução 0,5.

iv. Relação de índice de Suporte

A relação de índice de Suporte (RIS) expressa a comparação entre os valores de mini CBR imerso e não imerso (moldada em umidade ótima), apresentada na equação a seguir:

$$RSI = \frac{mini - CBR_{IP}}{mini - CBR_{HP}}$$

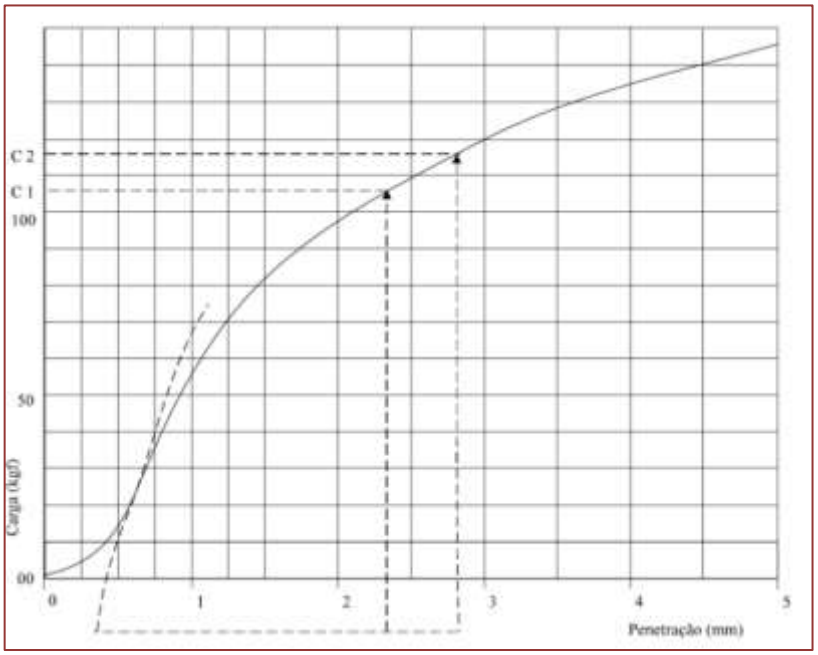
Onde,

RIS é a relação de índice de suporte, expressa em %.

$mini - CBR_{IP}$ é o valor do mini CBR imerso com sobrecarga, expresso em %

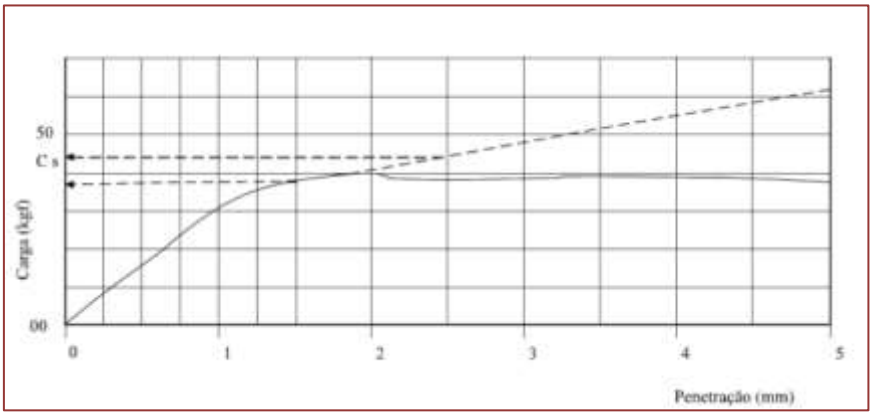
$mini - CBR_{HP}$ é o valor do mini CBR sem imersão com sobrecarga, expresso em %

Figura 128. Gráfico de correção da curva do mini CBR (Correção do zero)



fonte: DNIT 254/2023

Figura 129. Gráfico de correção da curva do mini CBR (Correção do cisalhamento)



fonte: DNIT 254/2023

CAPÍTULO

10 Permeabilidade

1. INTRODUÇÃO

A permeabilidade dos solos é a propriedade relacionada à facilidade ou dificuldade de escoamento de água através de um meio. Ela é expressa em forma numérica pelo coeficiente de permeabilidade. Conhecê-lo é fundamental para etapas como drenagem, rebaixamento do nível d'água, saneamento e também para saber o recalque esperado das fundações

Podemos entender o gradiente hidráulico como a carga que se dissipa ao longo da percolação. O coeficiente de permeabilidade, por sua vez, é um valor numérico que indica o quão permeável é o solo. Quanto maior for o coeficiente de permeabilidade, maior será o fluxo de água no solo, indicando uma maior permeabilidade.

O ensaio de carga constante é aplicado a solos granulares ou solos com alta permeabilidade. Quando a permeabilidade é muito baixa, a determinação pelo permeâmetro de carga constante é pouco precisa; emprega-se, então, o de carga variável. Para solos argilosos, é mais conveniente a determinação do coeficiente de permeabilidade durante o ensaio de adensamento.

O ensaio de determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável fundamenta-se na lei de Darcy, pressupondo, portanto, a existência de proporcionalidade direta entre as velocidades de percolação e os gradientes hidráulicos. Admite-se, adicionalmente, a continuidade do escoamento, sem variações de volume do solo, durante o ensaio, e a saturação total do corpo de prova.

$$Q = \mathrm{k}\,\frac{h}{L}\,A$$

$$Q = \mathrm{k}\,i\,A$$

Onde:

Q é a vazão, A é a área do permeâmetro, k é uma constante para cada solo que recebe o nome de coeficiente de permeabilidade. A relação h (carga que se dissipa na percolação) por L (distância ao longo da qual a carga se dissipa) é chamada de gradiente hidráulico, expresso pela letra i.

Este ensaio para obtenção do coeficiente de permeabilidade pode ser realizado utilizando-se dois métodos: o método A e o método B. No método A, utiliza-se a contrapressão, o que assegura uma efetiva saturação do corpo de prova e, portanto, o seu uso é o mais recomendável, uma vez que o coeficiente de permeabilidade decresce com o aumento da quantidade de ar presente no material.

O método A também ocorre em um nível controlado de tensões efetivas. O método B é conduzido em condições sensivelmente menos controladas e é utilizado alternativamente, quando não se dispõe dos equipamentos requeridos pelo método A.

Como o coeficiente de permeabilidade oscila quando ocorrem variações do índice de vazios, os quais, por sua vez, são dependentes das tensões efetivas, o ensaio deve ser repetido para diferentes valores das mesmas, ou então deve ser realizado de acordo com a NBR 16853 para a obtenção da relação entre o coeficiente de permeabilidade e o índice de vazios.

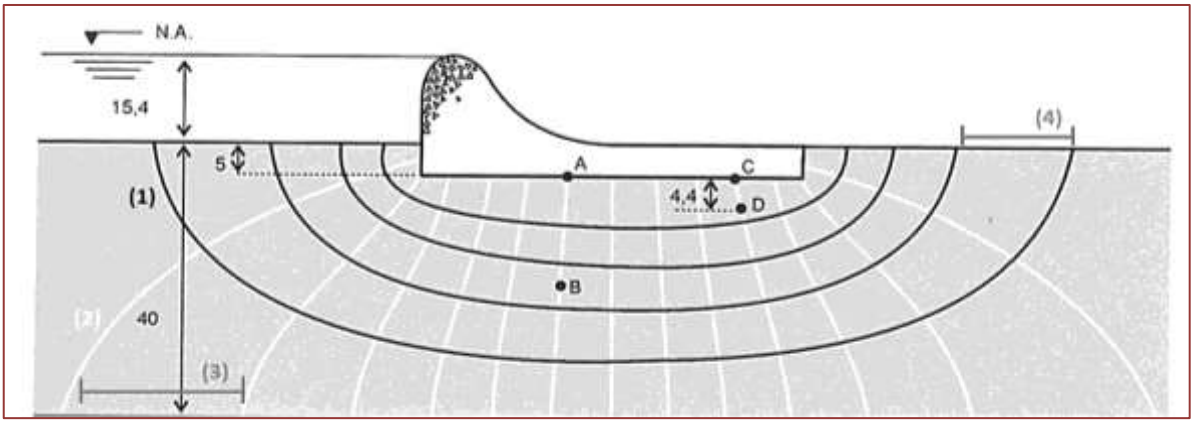
Quadro 83. Valores típicos de coeficientes de permeabilidade

Argilas	< 10 ^(-9) m/s
Siltes	10 ^(-6) a 10 ^(-9) m/s
Areias argilosas	10 ^(-7) m/s
Areias médias	10 ^(-5) m/s
Areias grossas	10 ^(-4) m/s
Areias finas	10 ^(-3) m/s

Fonte: SOUZA PINTO 2006

As linhas de fluxo mostram a trajetória macroscópica das partículas através do meio poroso, enquanto as linhas equipotenciais indicam pontos de igual energia (mesma carga hidráulica), os dois tipos de linhas não se cruzam. A rede de fluxo deve atender às condições de contorno do problema, como contornos impermeáveis. Entre duas linhas de fluxo sucessivas (canal de fluxo) flui a mesma quantidade de fluxo, e a mesma perda de carga ocorre entre duas linhas equipotenciais.

Figura 130. Rede de Fluxo



Fonte: Adaptado de Pinto (2006)

Onde:

(1)-Linha de fluxo; (2)-Linha equipotencial; (3)-Queda de potencial; (4)-Canal de fluxo.

Para traçar uma rede de fluxo, é essencial determinar as condições de limite e de escoamento, pois o fluxo pode ser confinado ou não confinado. Precisamos definir a linha equipotencial máxima (superfície de entrada), a mínima (superfície de saída) e as linhas de fluxo superior e inferior. Se todas as condições de contorno forem atendidas, o fluxo é confinado; se ao menos uma não for, o fluxo é não confinado.

Em meios heterogêneos, compostos por diferentes materiais ou materiais com características variadas, como nos corpos das barragens de terra, as permeabilidades variam. Para aplicar a solução de materiais homogêneos, é necessário considerar a transferência das linhas de fluxo entre os diferentes meios. Quando a água atravessa a interseção entre dois solos, as linhas de fluxo mudam de direção. Se a permeabilidade também muda, como ao passar de um solo de alta para um de baixa permeabilidade, os canais de fluxo se alargam para compensar a vazão e a perda de carga; caso contrário, os canais se estreitam.

Em solo arenoso submetido a um fluxo ascendente, a presença de água pode causar ruptura hidráulica, levando à perda de estabilidade devido à diminuição da resistência causada pelas forças de percolação da água. Isso ocorre quando as forças de percolação se igualam às forças gravitacionais efetivas, resultando em uma força efetiva nula se o gradiente hidráulico for alto.

Quando o solo arenoso, que não possui coesão, atinge a condição de fluxo para (ic), ele se comporta como um líquido (i>ic), fenômeno conhecido como areia movediça. Outro problema relacionado ao fluxo de água nos solos é o *piping*, que representa a erosão do solo, seja no contato da fundação com a barragem ou nos corpos das barragens de terra, devido ao carregamento de partículas por forças de percolação elevadas.

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

É recomendável verificar os capítulos 4 e 5 deste manual, que exploram assuntos pertinentes e complementares deste capítulo.

2. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A CARGA CONSTANTE

A realização do ensaio, em regime de escoamento laminar, pressupõe o cumprimento das seguintes condições:

a. Continuidade do escoamento, sem variações de volume do solo, durante o ensaio;

b. saturação total do corpo de prova;

c. escoamento em regime permanente, sem variações no gradiente hidráulico, durante a sua realização;

d. existência de proporcionalidade direta entre as velocidades de fluxo e os gradientes hidráulicos.

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 13292/2021 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares à carga constante;

2.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 13292/2021
Balança com capacidade de 2, 10 e 40 kg, com resolução de 1, 2 e 5 g, respectivamente	X
Balança com capacidade de 20 kg e com resolução de 5 g	
Bandejas metálicas	X
Barra de calibração metálica (com comp. superior ao diâmetro do permeâmetro)	X
Bomba de vácuo (capacidade mín. 67 kPa (50 cm Hg))	X
Concha metálica (com capacidade de 100 g de solo)	X
Cronômetro	X
Equipamento para compactação	X
Funil	X
Paquímetro	X
Peneira de 19,0 mm	X
Peneira de 9,5 mm	X
Peneira de 2,0 mm	X
Peneira de 0,075 mm	X
Proveta de vidro com capacidade de 250 cm3	X
Permeâmetro do tipo 1 ou 2	X
Reservatório de água com filtro	X
Termômetro	X
Tubos manométricos, escala graduada em mm	X

i. Permeâmetro:

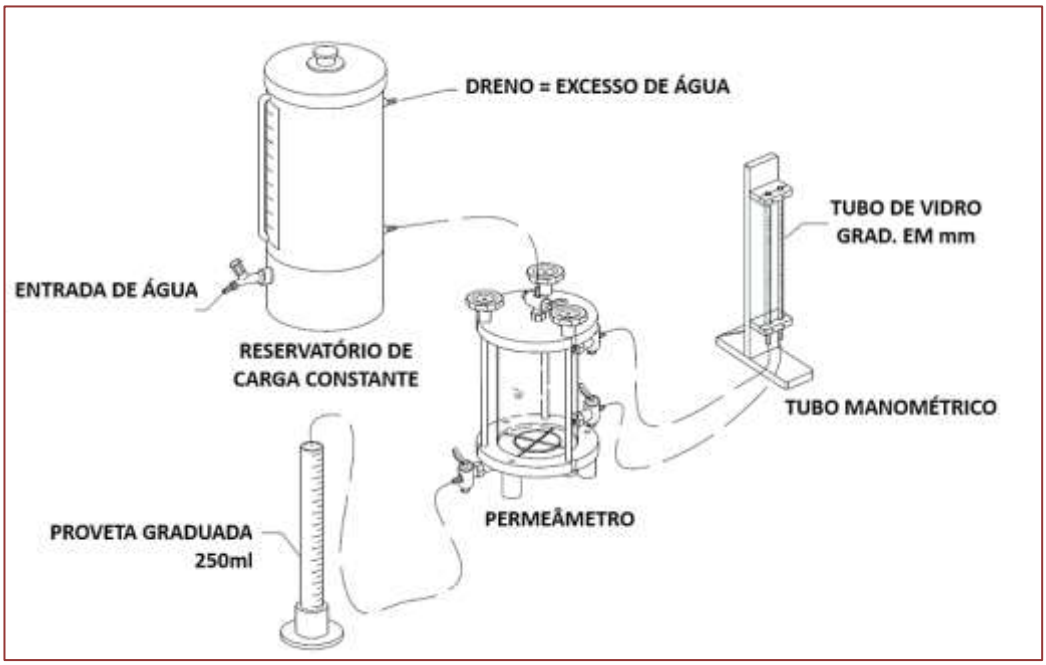
O permeâmetro, deve ter altura útil de 1,5 a 2 vezes o diâmetro interno, e possuir o diâmetro interno mínimo 8 a 12 vezes a dimensão máxima dos grãos maiores.

Quadro 84. Diâmetro interno do permeâmetro

Dimensões dos maiores grãos presentes na amostra (mm)	Diâmetro interno mínimo do permeâmetro (mm)			
	Menos de 35% retidos na peneira de		Mais de 35% retidos na peneira de	
	2 mm	9,5 mm	2 mm	9,5 mm
Inferior a 9,5	80	-	120	-
Entre 9,5 e 19	-	150	-	230

Fonte: ABNT NBR 13292/2021

Figura 131. Permeâmetro de carga constante



Fonte: SOLOTEST (2019)

2.3. PROCEDIMENTO

i. Preparação da amostra e corpo de prova

A retirada da amostra pode ser tanto deformada quanto indeformada, e a preparação como descrito no capítulo 1 deste manual, atentando-se para a quantidade do material, que deve ser suficiente para satisfazer os itens descritos abaixo. A amostra deve ser previamente seca ao ar e conter, no máximo, 10% de seu material passante na peneira de 0,075 mm.

Antecedendo o ensaio de permeabilidade, proceder a análise granulométrica do material, de acordo com a NBR 7181 ou o capítulo 5 deste manual. Deve-se determinar, também, a massa específica dos grãos de solo, de acordo com as normas NBR 6508 ou 6458, ou o capítulo 4 deste manual.

Por peneiramento, deve-se separar os grãos retidos na peneira de 19,0 mm, que não devem ser utilizados no ensaio de permeabilidade. Do material passante na peneira, com o repartidor ou por quarteamento, seleciona-se uma quantidade aproximadamente igual a duas vezes a necessária para preencher o permeâmetro, homogeneizando-a em uma bandeja.

ii. Formação do corpo de prova

Deve-se selecionar o tipo do permeâmetro (1 ou 2) e, com o paquímetro, medir e registrar seu diâmetro interno D em quatro posições igualmente espaçadas e a distância L entre os centros das aberturas para os tubos manométricos, com exatidão de 0,1 cm. Em seguida, calcula-se a área da seção transversal interna s do permeâmetro, utilizando a média das medidas de D.

a. No permeâmetro do tipo 1, com a barra de calibração apoiada nas bordas da parte superior do permeâmetro, medir e anotar, com auxílio do paquímetro a profundidade compreendida entre a face superior da barra de calibração e o topo do disco perfurado ou tela superior, temporariamente colocada sobre o disco ou tela inferior. No caso de utilização de gases ou geotêxtil, estes também devem ser inseridos. Subjacente ao disco ou tela inferior, deve ser colocada a camada de material granular.

b. No permeâmetro do tipo 2, a altura do corpo de prova A corresponde aproximadamente à altura do cilindro central do permeâmetro.

Devem-se efetuar as medições em quatro posições simetricamente espaçadas, mudando a posição da barra e anotar a média das medidas, como A, com exatidão de 0,1 centímetros.

Toma-se uma pequena porção da amostra preparada para determinar o teor de umidade, de acordo com a NBR 6457. Registra-se então a massa de material remanescente $M1$, com a resolução da pela balança utilizada.

Coloca-se o solo preparado, de acordo com um dos procedimentos (A e B) descritos abaixo, em camadas uniformes, com altura tal que após a compactação (se for o caso) a espessura resultante seja de 2 cm.

iii. Para solos com diâmetro dos grãos superior ou inferior a 9,5 mm

a. A colocação deve ser efetuada com funil, com extremidade do bico em contato com o disco ou tela inferior, ou camada anteriormente formada;

b. coloca-se no funil quantidade suficiente de material para formar uma camada, tomando solos de diferentes áreas espalhadas na bandeja;

c. levanta-se o funil e ajusta-se continuamente a altura do bico, de modo que a queda livre do material seja 1 cm ou o suficiente para assegurar um fluxo contínuo de partículas do solo. O bico não deve entrar em contato com o material já depositado.

d. move-se o funil, em espiral, da borda para o centro do permeâmetro, a fim de formar uma camada uniforme;

e. deve-se misturar e homogeneizar o solo remanescente na bandeja, antes de cada camada, de modo a minimizar a segregação.

iv. Para solos com diâmetro máximo superior a 9,5 mm

a. A colocação deve ser efetuada com uma concha mantida pouco acima do disco ou tela inferior, ou da camada anteriormente formada, de modo que a deposição não seja efetuada por queda;

b. Seguir o processo descrito na etapa (iii) acima.

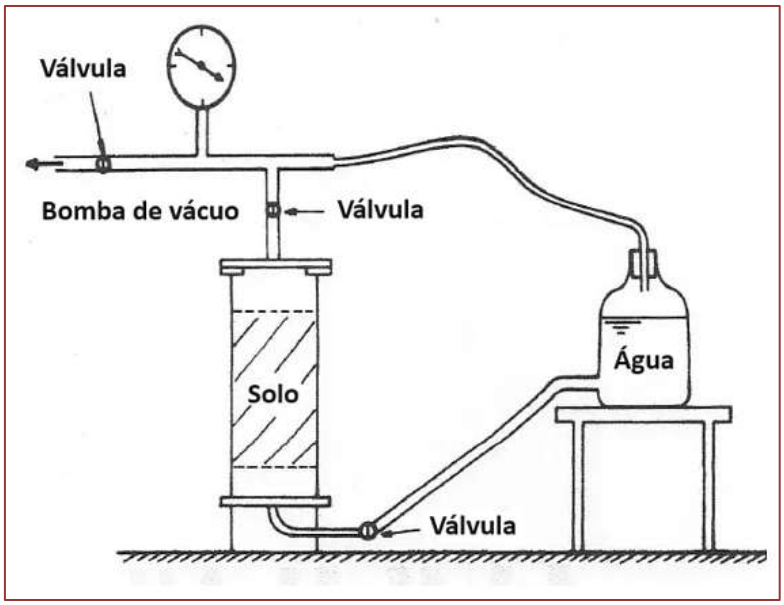
Compacta-se, então, cada camada de solo, de forma a obter a compacidade relativa desejada.

No caso do permeâmetro do tipo 1, o topo do corpo de prova deve situar-se cerca de 2 cm acima da abertura do tubo manométrico superior. Enquanto no caso do permeâmetro do tipo 2, a colocação do material deve ultrapassar o topo do cilindro central do permeâmetro, após isto, o excesso deve ser rasado.

v. Preparação no permeâmetro do tipo 1

1. Deve-se nivelar o topo do corpo de prova, imprimindo um leve movimento de rotação ao disco perfurado, ou tela superior.
2. Com a barra de calibração apoiada nas bordas da parte superior do permeâmetro, mede-se com paquímetro e anota-se a profundidade entre a parte superior da barra e o topo do disco/tela perfurada.
3. As medidas devem ser feitas em quatro posições simetricamente espaçadas, mudando a posição da barra. Anota-se a média das medidas como A_2, com exatidão de 1 cm. A altura do corpo de prova é dada por $(A_1 - A_2)$ e a sua massa, na condição de seca ao ar, por $(M_1 - M_2)$, onde M_2 é a massa do material remanescente na bandeja, após a formação do corpo de prova.
4. Coloca-se o material granular entre o disco perfurado (ou tela) e a face superior do permeâmetro, com altura tal que ao se instalar o prato superior do permeâmetro, este comprima levemente o material subjacente.
5. Efetuar as ligações como mostra a **Figura 131**, com a válvula da base fechada e a válvula do topo aberta, utilizando a bomba à vácuo, aplica-se um vácuo gradativamente crescente até atingir 67 kPa (50 cm Hg) e o mantém por 10 minutos para remover o ar dos vazios. Este vácuo é aplicado também no reservatório, sendo que a água nele contida deve ser destilada e previamente deaerada, empregando-se equipamentos para este fim ou mesmo a bomba, com vácuo superior a 80 kPa (60 cm Hg).

Figura 132. Esquema de montagem para saturação do corpo de prova



Fonte: ABNT NBR 13292/2021

NOTA:

A saturação do corpo de prova pode ser mantida mais adequadamente, durante a execução do ensaio, pelo uso de água deaerada. Recomenda-se o uso de água com baixo teor de minerais ou mesmo água natural, ou in situ, para o ensaio.

6. Com o vácuo aplicado, abre-se a válvula da base e procede-se com a saturação do corpo de prova, elevando gradualmente o reservatório de água. Esta elevação deve ser feita de modo que o máximo gradiente hidráulico atuante no corpo de prova seja da ordem de um.
7. Após a saturação do corpo de prova e o preenchimento do permeâmetro com água, reduz-se gradualmente o vácuo aplicado no corpo de prova e no reservatório, até que ele se anule.
8. Fecha-se a válvula da base do permeâmetro e desconectam-se as ligações com o reservatório de água e com a bomba de vácuo. Cuidados devem ser tomados para assegurar que o permeâmetro e o sistema de manômetros estejam livres de ar e trabalhando satisfatoriamente. Para tanto, preencher com água o tubo de ligação do reservatório de carga constante com o topo do permeâmetro e efetuar a conexão deste tubo com a válvula do topo do permeâmetro, que deve estar saturada.
9. A seguir, abre-se ligeiramente as válvulas dos manômetros para permitir a passagem de água livre de ar.
10. Conectam-se os tubos manométricos às válvulas correspondentes, de forma a preenchê-los com água. Aguarda-se até que os níveis de água nos tubos atinjam uma condição estável e se igualem, o que deve acontecer aproximadamente na cota da água no reservatório de carga constante.

vi. Preparação no permeâmetro do tipo 2

1. Após rasado o excesso de material, determina-se a massa do corpo de prova por diferença de massa (entre a situação antes e depois da colocação do material no permeâmetro) e registra-se o valor como M.
2. Procede-se à instalação do disco perfurado superior e da parte superior do permeâmetro.
3. Seguir as etapas descritas do item 5) ao 10) do tópico acima (preparação no permeâmetro do tipo 1).

vii. Ensaio

1. Com todas as válvulas abertas, aguarda-se até que as cargas se estabilizem, sem apresentar variações apreciáveis nos níveis de água dos tubos manométricos;
2. Deve-se medir e registrar a carga H (diferenças nos níveis dos tubos manométricos), a temperatura T, o tempo t e o volume percolado Q, com exatidões de 0,1 cm, 0,1°C, 1 s e 2 cm3, respectivamente;
3. Aumentando a carga de 0,5 cm em 0,5 cm, repete-se o procedimento da etapa (ii) acima, de modo a estabelecer adequadamente a região do fluxo laminar, na qual a velocidade (v = Q/St) é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico (i = H/L).

4. Quando houver indicações de que a relação entre a velocidade e o gradiente deixou de ser linear, e o regime não é mais laminar, os incrementos de carga podem ser realizados de 1 cm em 1 cm, de forma a definir a região onde o fluxo se processa em regime turbulento, caso seja relevante para as condições a ocorrerem no campo.
5. Finalizado o ensaio, drena-se o corpo de prova e verifica-se visualmente se ele se apresenta homogêneo e isotrópico em suas características. Horizontes alternando tonalidades claras e escuras constituem-se em evidências de segregação de finos. É recomendável ainda que se efetue uma verificação da sua altura final.

2.4. RESULTADO

Deve-se calcular a velocidade do fluxo (v = Q/St), referir esta velocidade à temperatura de 20°C, multiplicando-a pela relação de viscosidades da água (ver Tabela N) T$V_t/V_{20ºC}$, onde T é a temperatura da água no ensaio. Desta forma obtém-se $V_{20ºC}$.

Quadro 85. Relação entre a viscosidade de água na temperatura de ensaio e a viscosidade da água a 20°C (V_r /$V_{20ºC}$)

Temperatura °C	R_r									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
8	1,374	1,370	1,366	1,362	1,358	1,354	1,352	1,348	1,344	1,340
9	1,336	1,332	1,328	1,325	1,321	1,318	1,314	1,310	1,306	1,302
10	1,298	1,294	1,292	1,288	1,284	1,281	1,277	1,273	1,269	1,266
11	1,262	1,259	1,256	1,252	1,249	1,245	1,241	1,238	1,234	1,231
12	1,227	1,224	1,221	1,218	1,215	1,211	1,208	1,205	1,202	1,198
13	1,195	1,192	1,289	1,186	1,183	1,180	1,177	1,174	1,170	1,167
14	1,165	1,162	1,159	1,156	1,153	1,150	1,147	1,144	1,121	1,138
15	1,135	1,132	1,129	1,126	1,123	1,121	1,118	1,115	1,112	1,109
16	1,106	1,103	1,100	1,098	1,095	1,092	1,089	1,086	1,084	1,081
17	1,078	1,075	1,073	1,070	1,067	1,064	1,062	1,059	1,056	1,054
18	1,051	1,048	1,046	1,043	1,041	1,038	1,035	1,033	1,030	1,028
19	1,025	1,023	1,020	1,018	1,015	1,013	1,010	1,008	1,005	1,003
20	1,000	0.998	0,995	0,993	0,991	0,989	0,986	0,984	0,982	0,979
21	0,975	0,973	0,971	0,968	0,966	0,964	0,961	0,959	0,957	0,954
22	0,952	0,950	0,948	0,945	0,943	0,941	0,939	0,937	0,934	0,932
23	0,930	0,928	0,926	0,923	0,921	0,919	0,917	0,915	0,912	0,910
24	0,908	0,906	0,904	0,902	0,900	0,898	0,895	0,893	0,891	0,889

Quadro 85. Relação entre a viscosidade de água na temperatura de ensaio e a viscosidade da água a 20°C (V_r /$V_{20ºC}$) (continuação)

Temperatura °C	R_r									
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
25	0,887	0,885	0,883	0,881	0,879	0,877	0,875	0,873	0,871	0,869
26	0,867	0,865	0,863	0,861	0,859	0,857	0,855	0,853	0,851	0,849
27	0,847	0,845	0,843	0,841	0,839	0,838	0,836	0,834	0,832	0,830
28	0,828	0,826	0,825	0,823	0,821	0,820	0,818	0,816	0,814	0,813
29	0,811	0,809	0,807	0,806	0,804	0,802	0,800	0,789	0,797	0,795
30	0,793	0,791	0,789	0,788	0,786	0,784	0,782	0,780	0,779	0,777
31	0,776	0,775	0,773	0,772	0,770	0,768	0,767	0,765	0,763	0,762

Fonte: ABNT NBR 13292/2021

Utilizando-se as coordenadas cartesianas normais e marcando-se em ordenadas V20°C, e em abscissas o gradiente hidráulico (i=H/L), traçar uma reta que melhor se ajuste aos pontos correspondentes ao regime laminar. Esta reta deve passar pela origem.

Determina-se então o coeficiente angular dessa reta, que corresponde ao coeficiente de permeabilidade, k20°C. A expressão dos resultados deve ser de forma exponencial (base 10), com dois algarismos significativos. O gráfico, referente a relação velocidade à temperatura de 20°C em função do gradiente hidráulico, também deve ser apresentado.

Para determinação da massa específica aparente seca do corpo de prova, utilizar a seguinte expressão:

$$\rho_d = \frac{(M_1 - M_2)\ _{\times}100}{s\,(A_1 - A_2)\ _{(100\ +\ w)}}$$

Onde:

$(M_1 - M_2)$ ou M = massa do corpo de prova, em g;

$(A_1 - A_2)$ ou A = altura do corpo de prova, em cm;

s = área da seção transversal do corpo de prova, em cm3.

w = teor de umidade do corpo de prova, em %.

Determinar o índice de vazios do corpo de prova e, se disponíveis, os valores de $e_{MÁX}$ e e_{MIN} , calcula-se também a compacidade relativa como descrito na NBR 12051.

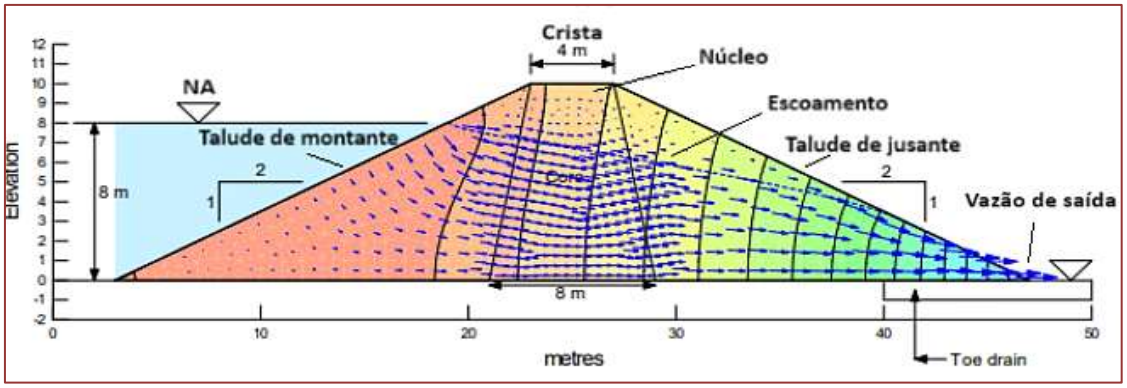
OBSERVAÇÕES:

Apresentar a curva granulométrica e a massa específica dos grãos do material ensaiado. Indicar, ainda, a massa específica aparente seca, o teor de umidade da amostra seca ao ar e o índice de vazios do corpo de prova, respectivamente, com exatidão de 0,01 g/cm3, 0,1% e 0,01. Se disponível, assinalar a compacidade relativa do corpo de prova, com aproximação de 1%.

Deve-se registrar também a natureza da água utilizada no ensaio (natural, da rede, deaerada, etc). Indicar qualquer anormalidade que tenha ocorrido, como por exemplo, segregação de finos, e o tipo de permeâmetro utilizado.

3. ESTUDO DE CASO

Figura 133. Barragem a carga constante



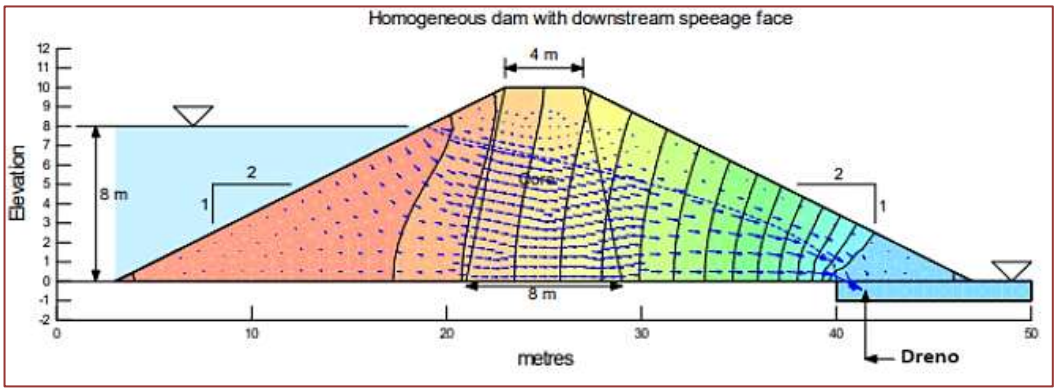
fonte: SEEQUENT (2024)

Ao analisar o comportamento de uma barragem, a **Figura 133** revela as linhas de fluxo que representam o escoamento do fluido em diferentes zonas do maciço. Os vetores mais longos indicam áreas de maior vazão, enquanto nas regiões de fluxo extremamente baixos, como na crista e na parte inferior a montante, os vetores são tão pequenos que se tornam invisíveis. Acima da linha de pressão zero, os vetores mostram o fluxo na zona capilar, além de ilustrar o fluxo que sai do domínio ao longo da face de infiltração.

Esses vetores são essenciais para identificar regiões críticas onde a água se move mais rapidamente, o que pode tornar essas áreas mais suscetíveis a erosão, piping ou outras formas de instabilidade. Na imagem, é possível perceber que os vetores indicam as linhas de fluxo emergindo em um nível superior do terreno, sinalizando uma zona crítica para a geração dos problemas mencionados.

Recomenda-se que a vazão de saída de uma barragem seja cuidadosamente controlada e direcionada a jusante, devido aos possíveis problemas de erosão no talude a jusante. A liberação inadequada ou excessiva de água pode causar erosão significativa, comprometendo a estabilidade do talude e aumentando o risco de deslizamentos de terra.

Figura 134. Alteração do regime do fluxo



fonte: SEEQUENT

A **Figura 134** também destaca a influência de um dreno subsuperficial em um cenário homogêneo. O dreno altera o regime de fluxo, impedindo o desenvolvimento de uma face de infiltração no lado a jusante da barragem e direcionando toda a infiltração para o dreno, estabilizando a situação da barragem.

A permeabilidade do solo é um fator crucial que influencia o comportamento do fluxo de água dentro da barragem. Solos com alta permeabilidade permitem maior movimento de água, resultando em maiores vazões e perdas de carga mais acentuadas. A perda de carga, ou a queda de pressão ao longo do caminho do fluxo, é significativa em áreas com altas taxas de escoamento. Na barragem analisada, a perda de carga pode ser observada nas áreas de fluxo intenso, destacadas pelos vetores mais longos. Regiões com alta permeabilidade apresentam maior perda de carga devido ao fluxo mais rápido da água através do meio poroso.

Para diminuir o nível d'água no interior do maciço de uma barragem, geralmente utiliza-se materiais granulares nos drenos devido à sua alta permeabilidade. Esses materiais permitem que a água infiltre e seja direcionada para fora do maciço de forma eficiente, reduzindo a pressão interna e mitigando o risco de erosão interna e outros problemas de estabilidade.

Na região central da barragem, observa-se que há fluxo na área onde a pressão da água nos poros é negativa. Uma trajetória de escoamento começa na superfície do reservatório, penetra no aterro em uma zona saturada (com pressão de poro-água positiva) e continua saturada através da maior parte do núcleo. Contudo, a linha entra em uma zona insaturada ao se dirigir para o dreno, apresentando um desnível nas linhas de escoamento.

4. DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A CARGA VARIÁVEL

Especifica os métodos para determinação do coeficiente de permeabilidade à carga variável, com a água percolando pelo solo em regime de escoamento laminar. Aplica-se aos corpos de prova talhados ou moldados, obtidos, respectivamente, a partir de amostras indeformadas ou da compactação de amostras deformadas, com o coeficiente de permeabilidade menor que 10-3 cm/s (10-5 m/s) após o ensaio. Os materiais cujo coeficiente de permeabilidade for superior a este valor podem ser ensaiados de acordo com a NBR 13292.

4.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 14595/2021 – Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável

São prescritos nesta norma dois métodos para obtenção do coeficiente de permeabilidade.

4.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 14595/2021	
	Método A	Método B
Argila plástica bentonítica		X
Areia grossa		X
Água percolante	X	X
Balança com capacidade de 200 g e 1,5 g, com resolução de 0,01 e 0,1 g, respectivamente	X	X
Base e cabeçote rígidos, rígidos e impermeáveis	X	
Bomba de vácuo (capacidade mín. 67 kPa (50 cm Hg))	X	X
Bureta, com blindagem e proteção (tubo plástico transparente) capaz de suportar as pressões aplicadas	X	X
Câmara do permeâmetro	X	
Cilindro auxiliar	X	X
Cronômetro	X	X
Equipamento para compactação do corpo de prova	X	X
Equipamento para talhagem	X	X
Extrator de amostras	X	X
Funil	X	
Membrana flexível	X	
Mangueiras rígidas	X	
Papel filtro	X	
Pedras porosas	X	
Paquímetro	X	X
Proveta de vidro com capacidade de 250 cm3	X	
Permeâmetro		X
Sistema de aplicação de contrapressão, composto de: - reservatório de água - bureta, com blindagem e proteção - tubos manométricos - mangueiras rígidas - conexões e válvulas - células de pressão ou outros dispositivos de precisão adequada	X	
Sistema de aplicação de contrapressão, com dispositivo de leitura para medição e controle	X	
Sistema de medição de cargas hidráulicas		X
Sistema de medição de pressão neutra	X	
Sistema de pressurização da câmara do permeâmetro	X	
Termômetro	X	X
Tubos manométricos de mesmo diâmetro interno, escala graduada em mm	X	

4.3. PROCEDIMENTO

A preparação do corpo de prova, caso este seja do tipo compactado, deve seguir as etapas abaixo.

a. Deve-se remover da amostra todos os grãos de areia e pedregulho com diâmetro maior que 2 mm. Determinar o teor de umidade da amostra, se necessário, corrigi-la adicionando água à amostra ou secando-a ao ar. Em caso de adição de água, esta deve ser a mesma do ensaio;

Nota: Interações químicas entre a água e o solo podem acarretar variações na permeabilidade. O uso de água destilada pode provocar significativa redução de permeabilidade de solos argilosos, motivo pelo qual não é recomendável. A água percolada a ser utilizada deve ser previamente deaerada.

b. Em seguida, compactar o corpo de prova nas condições e de acordo com o processo desejado;

c. Com parte do material remanescente, determina-se o teor de umidade do corpo de prova; e então, extrair o corpo de prova do molde;

Se o corpo de prova for do tipo indeformado, os itens de a, b e c não são aplicáveis, deve-se talhar o corpo de prova com as dimensões desejadas, e, com parte das aparas resultantes da talhagem, determinar o teor de umidade. Prosseguindo conforme citado no item (d).

d. Deve-se determinar as dimensões do corpo de prova e a massa M, com resolução da balança utilizada.

Com as dimensões mínimas para o método A, o corpo de prova deve ter diâmetro e altura mínima de 3,5 cm, enquanto no método B, deve ter o diâmetro e a altura da ordem de 10 cm. Caso o corpo de prova resulte relativamente irregular, tais dimensões devem ser consideradas como as médias de no mínimo três medições.

No método B, a superfície lateral do corpo de prova deve ser revestida com uma camada fina de parafina, aplicada no estado líquido com uso de pincel.

i. Execução do ensaio de acordo com o método A

1. Antes de iniciar o ensaio deve-se fazer a verificação das perdas de carga e da dilatação dos tubos manométricos;

2. Adensar o corpo de prova;

   a. Saturam-se as pedras porosas, os papéis filtro e as linhas de drenagem da câmara do permeâmetro;

   b. Sobre a base da câmara, posiciona-se uma pedra porosa, e, sobre ela, um papel filtro. Sobre esse conjunto, coloca-se o corpo de prova, e em seu topo, um papel filtro, a outra pedra porosa e o cabeçote já conectado a uma mangueira previamente saturada;

   c. Colocar então a membrana flexível e os o'rings;

Figura 135. O'rings

d. Conecta-se a mangueira de drenagem do topo à correspondente conexão na base da câmara;

e. Monta-se a câmara, atarraxa-se o pistão ao cabeçote e preenche-se a câmara com água (de preferência deaerada).

f. Conecta-se às saídas de drenagem duas buretas graduadas preenchidas com água;

g. Procede-se com o adensamento do corpo de prova, aplicando uma pressão confinante de ensaio de 20 kPa (mínima para o ensaio), caso o valor não tenha sido especificado, e abrem-se as válvulas de drenagem;

h. Aplica-se uma carga no pistão que compense o empuxo nele atuante, em virtude da aplicação da pressão confinante;

i. Este mesmo procedimento deve ser adotado toda vez que essa pressão for incrementada. Deve-se efetuar leituras de variação de volume ao longo do tempo, até a sua estabilização, e da variação da altura.

NOTA:

Se o corpo de prova apresentar baixo grau de saturação, é recomendável, antes do adensamento, submetê-lo a uma percolação prévia, no sentido ascendente, impondo um gradiente hidráulico através do estabelecimento de um desnível entre as buretas. Nesse processo, o corpo de prova pode sofrer expansão significativa, ou até mesmo colapso, razão pela qual a sua altura deve ser periodicamente monitorada.

3. Saturar o corpo de prova por contrapressão;

   a. Com as válvulas fechadas, desconectar as buretas graduadas das saídas de drenagem e conectar o sistema de aplicação de contrapressão e de medição de pressão neutra.

   b. Abrem-se as duas válvulas. Se a pressão confinante do ensaio for de 20 kPa, aplica-se contrapressão de 10 kPa e efetua-se medidas de pressão neutra, até que ela se iguale ao valor da contrapressão aplicada.

c. Quando se igualarem, deve-se promover incrementos de 10 kPa na pressão confinante e em seguida na contrapressão, efetuando medidas de pressão neutra, até que ela se iguale ao valor da contrapressão aplicada;

d. Proceder sucessivamente dessa forma até que a resposta da pressão neutra ocorra relativamente rápido. Efetuando periodicamente medições de variação da altura do corpo de prova;

e. Faz-se uma verificação da saturação fechando a válvula de contrapressão e aplicando um incremento de 10 kPa na pressão confinante. Se o corpo de prova estiver saturado, a esse incremento corresponderá uma resposta de igual valor na pressão neutra.

f. Neste caso, promover o incremento de 10 kPa na contrapressão, abrir a válvula correspondente e aumentar a pressão confinante desse mesmo valor. Nesta situação, os valores de contrapressão e pressão neutra são iguais, e a pressão confinante efetiva é 20 kPa. Inicia-se então o ensaio propriamente dito.

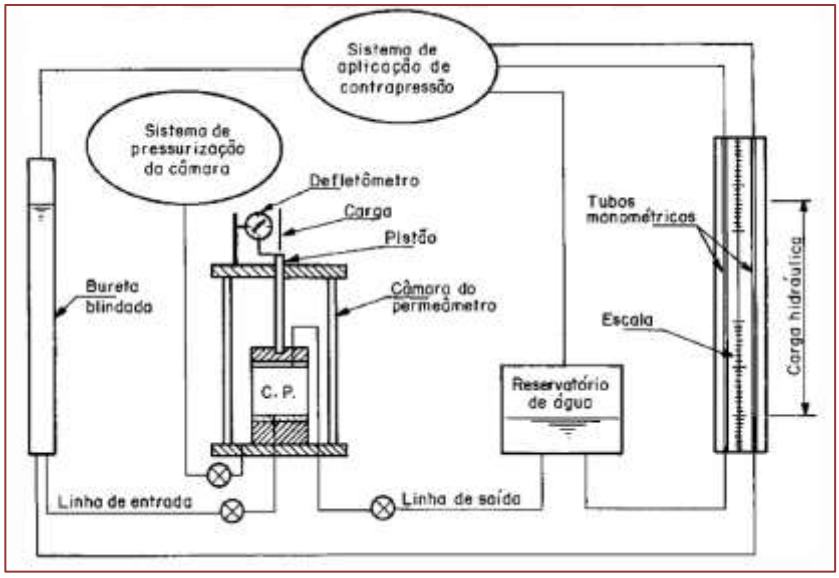
g. Se o valor correspondente não for igual a pressão neutra, o corpo de prova ainda não está saturado. Logo, deve-se incrementar a contrapressão em 10 kPa, abrir a válvula correspondente e retomar o processo de saturação descrito.

NOTA:

Se a pressão confinante de ensaio for maior que 20 kPa e menor que 100 kPa, tanto o valor da contrapressão inicial como todos os incrementos aplicados devem ser iguais à metade da pressão confinante de ensaio.

4. Com as válvulas fechadas, efetuar a montagem dos aparelhos como esquematicamente mostrado na **Figura 136**.

Figura 136. Esquema de montagem do ensaio de carga variável



Fonte: ABNT NBR 14545/2021

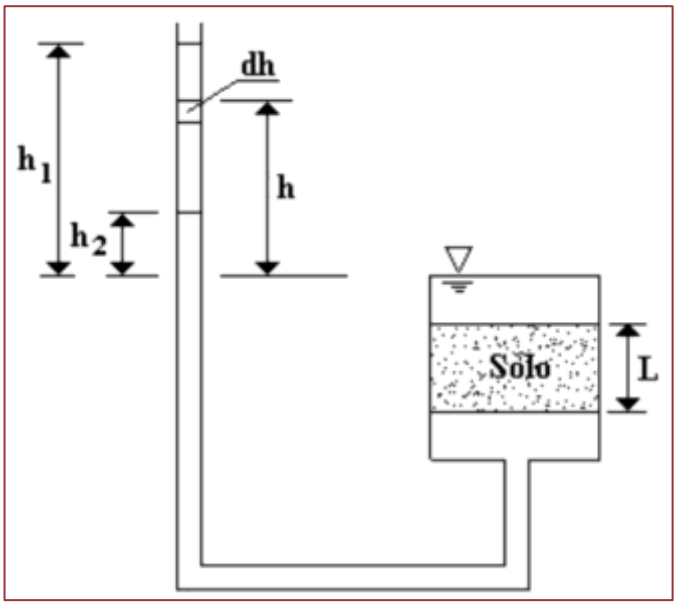
5. No ensaio, podem ser utilizados gradientes hidráulicos compreendidos entre 2 e 15, sendo tanto maior o gradiente quanto menor a permeabilidade do corpo de prova. A maior carga hidráulica, por outro lado, não deve ultrapassar o correspondente à metade da pressão confinante efetiva;
6. Abrem-se as válvulas de entrada e saída, efetuam-se medidas das cargas hidráulicas, dos tempos decorridos e de eventuais variações de altura do corpo de prova;
7. Ao lado do permeâmetro, coloca-se um recipiente com água e faz-se medidas da temperatura com um termômetro;
8. Prosseguir com o ensaio até obter pelo menos quatro determinações do coeficiente de permeabilidade com valores relativamente próximos, que não apresentem tendências evidentes de (de)crescimento.

No caso de indicações de um adensamento adicional provocado pelas forças de percolação, fatiar o corpo de prova em pelo menos cinco pedaços iguais, identificá-los e efetuar a determinação dos correspondentes teores de umidade.

ii. Execução do ensaio de acordo com o método B

1. Prepara-se a base do permeâmetro colocando na tampa inferior uma tela de arame com malha de abertura de 2 mm e, sobre ela, uma camada de areia grossa com espessura da ordem de 1 cm, que será recoberta por um anel de borracha para evitar o seu contato com a argila plástica que envolverá o corpo de prova;
2. Em seguida, acoplar o cilindro metálico à base preparada. Posicionar o corpo de prova no centro do cilindro e envolvê-lo com a argila plástica, colocando-a em camadas de 2 cm de altura e compactando os bastões de forma a evitar o aparecimento de caminhos preferenciais entre as paredes do cilindro e o corpo de prova;
3. Coloca-se um anel de borracha cobrindo o topo do anel formado pela argila circundante ao corpo de prova e preenche-se o restante da altura com areia grossa. Fecha-se o conjunto com a tampa superior;
4. Deve-se saturar o corpo de prova por meio de percolação no sentido ascendente, pelo orifício na tampa inferior. O processo será considerado satisfatório quando surgir água no orifício na tampa superior e a percolação se processar sem a presença de bolhas de ar;
5. Conectar, então, o sistema de aplicação e medição de cargas hidráulicas ao orifício na tampa superior e iniciar o ensaio propriamente dito, efetuando as medidas das cargas hidráulicas, dos tempos decorridas e da temperatura da água que percola pelo corpo de prova;

Figura 137. Esquema permeâmetro de carga variável



Fonte: Marino (2020)

6. Prosseguir o ensaio até a determinação de pelo menos quatro determinações do coeficiente de permeabilidade, com valores relativamente próximos, sem apresentar tendências de crescimento nem diminuição.

OBSERVAÇÃO:

No ensaio podem ser utilizados gradientes hidráulicos entre 2 e 15, sendo tanto maior o gradiente quanto menor for a permeabilidade do corpo de prova. Deve ser considerado que gradientes elevados podem provocar carregamentos de finos e principalmente um adensamento resultante das forças de percolação.

4.4. RESULTADO

Deve-se calcular a massa seca (dos sólidos) do corpo de prova, por meio da seguinte expressão:

$$M_S = \left(\frac{M}{(100 + w)}\right)_{\times} 100$$

Onde:

M_s = massa seca do corpo de prova, em g;

M = massa do corpo de prova, em g;

w = teor de umidade do corpo de prova, em %.

Calcula-se também a massa específica aparente seca inicial do corpo de prova e, disponível a massa específica dos grãos, os demais índices físicos iniciais, por meio das seguintes expressões:

$$\rho_d = \frac{M_s}{V_i}$$

$$e_i = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1$$

$$S_r = \frac{\rho_s \, w}{\rho_a \, e_i}$$

Onde:

ρ_d = massa específica aparente seca do corpo de prova, em g/cm3;

V_i = volume inicial do corpo de prova, determinado a partir de suas dimensões iniciais, em cm3;

e_i = é o índice de vazios inicial do corpo de prova;

ρ_s = massa específica dos grãos, em g/cm3;-

ρ_a = massa específica da água, adota-se 1 g/cm3;

S_r = grau de saturação inicial do corpo de prova, em percentagem.

Deve-se calcular a área do corpo de prova, após o adensamento, por meio da seguinte expressão:

$$A_f = \frac{V_f}{H_f}$$

Onde:

A_f = área do corpo de prova após o adensamento, correspondente ao diâmetro D_f , em cm2;

V_f = volume do corpo de prova, após o adensamento, em cm3;

H_f = é a altura do corpo de prova, após o adensamento, em cm;

Com o valor de V_f calcular a massa específica aparente seca, se disponível, a massa específica dos grãos, o índice de vazios após o adensamento, por intermédio das equações previamente descritas.

OBSERVAÇÃO:

Se a monitoração da altura do corpo de prova tiver eventualmente indicado a ocorrência de um adensamento adicional, durante a saturação do corpo de prova ou contrapressão e a realização do ensaio, calcular as suas características finais (MÉTODO A).

O cálculo do coeficiente de permeabilidade (k) é obtido através da seguinte expressão:

$$k = \frac{aH}{A\Delta t}\ ln\ (\frac{h_1}{h_2})$$

Onde:

k = coeficiente de permeabilidade, expresso de forma exponencial (base 10), com dois algarismos significativos, em cm/s.

Δt = é dado pela diferença entre os instantes t_1 e t_2, em segundos;

H_f = é a altura do corpo de prova, após o adensamento, em cm;

h_1 e h_2 = correspondem a carga hidráulica nos instantes t_1 e t_2, respectivamente, em cm;

No método A:

a = área interna da bureta blindada, somada à área interna do tubo manométrico, em cm2;

H = é a altura do corpo de prova tomada igual a H_f, em cm;

A = é a área do corpo de prova tomada igual a A_f, em cm^2;

No método B:

a = área interna da bureta de vidro, em cm^2;

H = é a altura inicial do corpo de prova, em cm;

A = é a área inicial do corpo de prova, em cm^2;

Calculados os coeficientes, referir os resultados à temperatura 20°C, por intermédio da seguinte expressão:

$$k_{20} = R_r\ k$$

Onde:

R_r dos é a relação entre a viscosidade da água na temperatura de ensaio e a viscosidade da água a 20°C, obtida no **Quadro 85**. (Utilizar a média das temperaturas obtidas no intervalo Δt).

Para os vários instantes em que foram efetuadas as medidas, calcula-se o volume de água percolada desde o início do ensaio, em cm^3.

No método B, caso a bureta seja graduada em décimos de cm3, esse volume é obtido por diferença das leituras. Caso contrário, esse volume é obtido por meio do produto da diferença das leituras pela área interna da bureta (a). O mesmo vale para o procedimento pelo método A, se atentando, apenas, para a adequação do valor de (a), que será a área interna do tubo manométrico.

Se disponível a massa específica dos grãos, o volume de água percolado desde o início do ensaio deve ser expresso percentualmente, em relação ao volume de vazios do corpo de prova, dado pela seguinte expressão:

$$V_v = V \frac{e}{1 + e}$$

Onde:

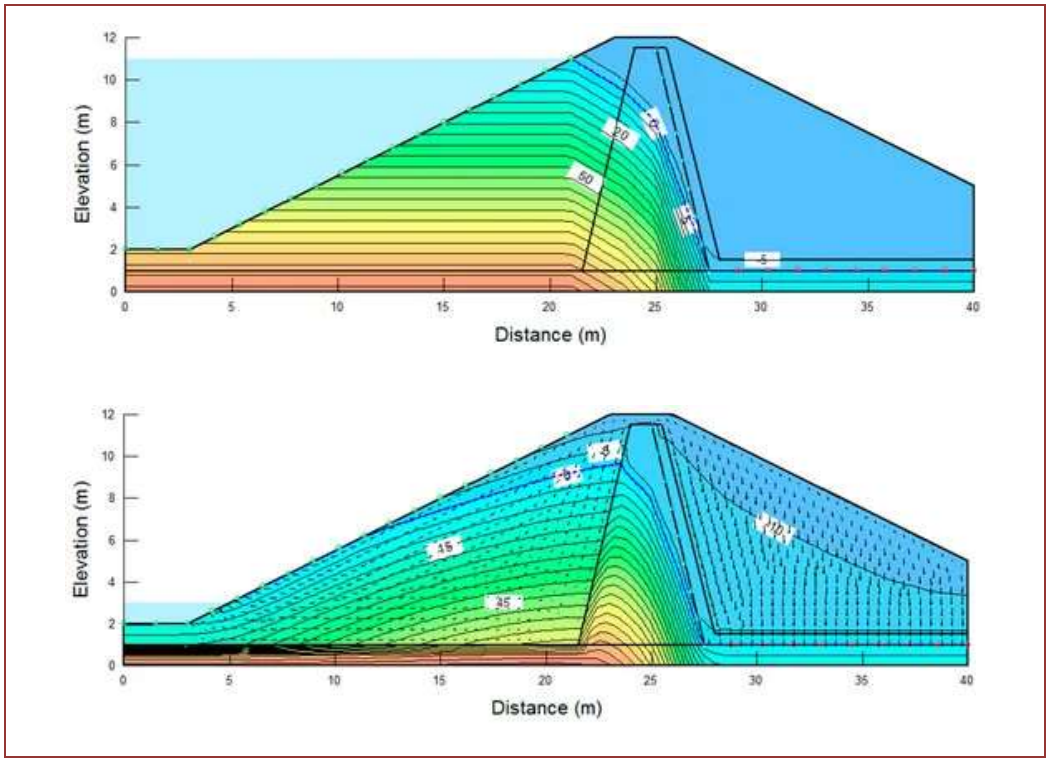
V_v = volume de vazios do corpo de prova, em cm3;

V = é igual a V_f no método A ou igual a V_i no método B;

e = é o índice de vazios após o adensamento (ou final) no método A ou inicial no método B.

4.5. ESTUDO DE CASO

Figura 138. Barragem com carga variável



fonte: Jaehong (2023)

Durante o esvaziamento de uma barragem, o solo ao redor e sob a estrutura passa por várias mudanças físicas e mecânicas devido à variação no nível de água. A redistribuição das pressões de poros ocorre à medida que a pressão hidrostática diminui, afetando a drenagem de água, que é rápida em solos de alta permeabilidade e lenta em solos de baixa permeabilidade. Essa mudança pode levar à erosão interna, conhecida como piping, onde o fluxo de água transporta partículas finas, criando vazios e comprometendo a estabilidade da barragem.

A redução do suporte hidrostático também pode resultar em assentamentos diferenciais, causando desníveis que afetam a integridade estrutural. Além disso, o rebaixamento do nível de água pode desestabilizar encostas e taludes, aumentando o risco

de deslizamentos devido ao aumento das tensões cisalhantes. Em solos coesivos, a descompressão pode causar fissuras, facilitando a erosão interna e diminuindo a resistência do solo.

O esvaziamento rápido pode também provocar o rebaixamento abrupto do lençol freático, desestabilizando estruturas e intensificando processos erosivos. Em solos saturados não coesivos, como areias e siltes, a rápida diminuição da pressão da água pode causar liquefação, onde o solo perde sua rigidez e se comporta como um líquido, levando a deslocamentos significativos.

Para minimizar esses impactos, é crucial realizar o esvaziamento de forma gradual e controlada, utilizar monitoramento contínuo com instrumentos como piezômetros e inclinômetros, e conduzir análises geotécnicas detalhadas das propriedades do solo. Implementar estruturas de contenção temporárias também ajuda a controlar o fluxo de água e reduzir a erosão interna, garantindo a segurança da barragem e das áreas adjacentes durante o processo de esvaziamento.

Além disso, a zona central da barragem, chamada de núcleo, é geralmente composta de materiais de baixa permeabilidade, como argila compactada. Esses materiais impedem o fluxo de água através da barragem, controlam a redistribuição das pressões de poros e ajudam a manter a estabilidade estrutural, reduzindo o risco de piping e garantindo a segurança da barragem durante o esvaziamento.

CAPÍTULO

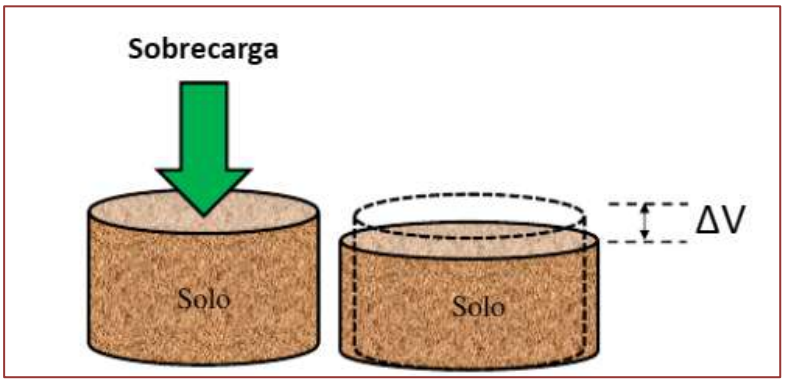
11 Adensamento

1. INTRODUÇÃO

O adensamento é um procedimento importante na engenharia geotécnica, pois está ligado diretamente à estabilidade das estruturas construídas sobre o solo. Esse processo é provocado a partir do acréscimo de carga no solo, como durante a construção de uma edificação, e resulta na expulsão de água e/ou dos vazios do solo.

Quando um elemento de solo é submetido a um acréscimo de tensão devido a um carregamento aplicado, pode ocorrer uma variação de volume, como ilustrado na **Figura 139.** Essa variação pode ser causada por diversos fenômenos: a compressão da fase sólida, a compressão da fase fluida ou a drenagem dos fluidos dos vazios do solo.

Figura 139. Comportamento do elemento de solo com sobrecarga



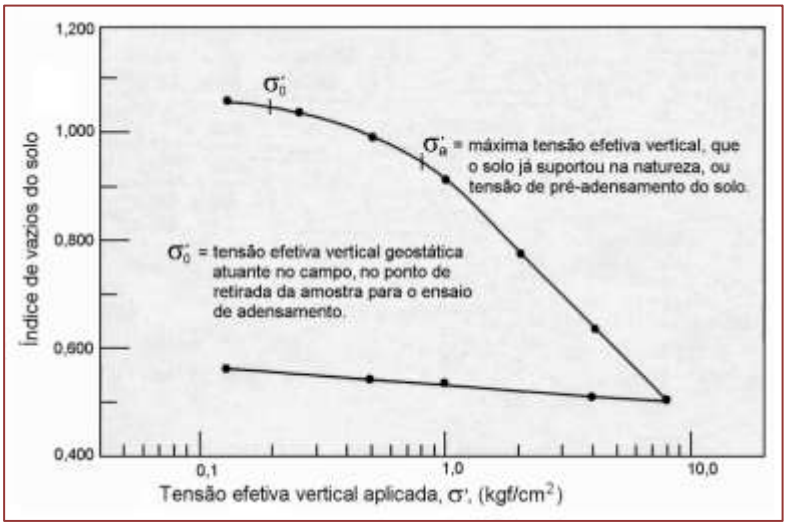
Fonte: Correia (2024)

Quando uma camada de solo saturado é sujeita a um aumento de tensão, a poropressão aumenta rapidamente. Em solos arenosos pouco permeáveis, a drenagem resultante causa um recalque imediato devido à redução de volume. Este recalque é elástico e acompanhado por adensamento simultâneo devido à rápida drenagem. Por outro lado, em camadas de argila compressível saturada, o recalque elástico é imediato, mas a dissipação gradual da poropressão devido à baixa condutividade hidráulica prolonga o processo de mudança de volume associado ao adensamento por um longo período. O recalque causado pelo adensamento na argila pode ser consideravelmente maior que o recalque elástico. (Braja, 2007)

Durante a formação do solo, ele é sujeito a várias tensões verticais devido a processos naturais de formação geológica. Essas tensões alteram a estrutura do solo, que passa a refletir características dessas tensões. A tensão de pré-adensamento, portanto, representa a maior tensão que o solo já suportou em sua história.

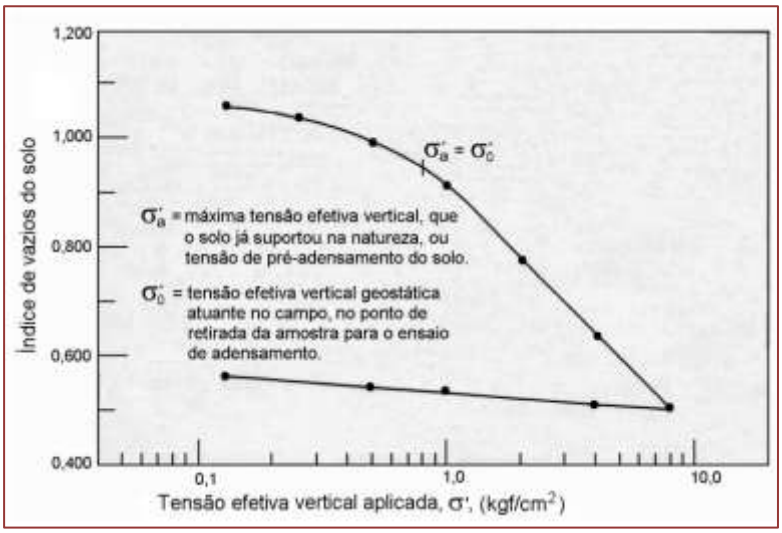
Qualquer tensão aplicada acima da tensão de pré-adensamento indica que o solo está passando por uma compressão virgem e está sendo normalmente adensado. Por outro lado, se a tensão aplicada for menor que a tensão de pré-adensamento, podemos concluir que o solo é pré-adensado, uma vez que já suportou historicamente essa magnitude de tensão. Além disso, podemos afirmar que o solo está passando por uma recompressão.

Figura 140. Curva índice de vazios x tensão efetiva vertical aplicada ao solo, em uma camada sobre-adensado



Fonte: Viana (2024)

Figura 141. Curva índice de vazios x tensão efetiva vertical aplicada ao solo, em uma camada é normalmente adensado



Fonte: Viana (2024)

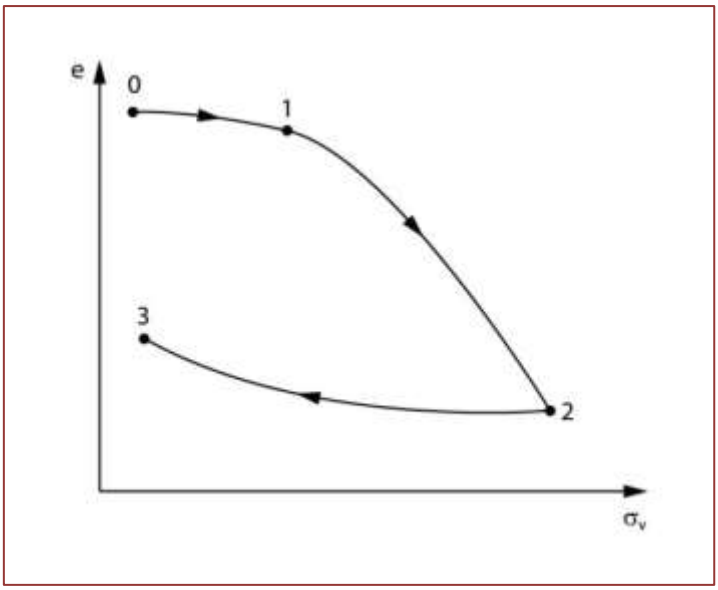
O ensaio de adensamento ou ensaio edométrico, é fundamental para a compreensão das propriedades do solo considerando as deformações verticais ao longo do tempo, ocasionadas pelos carregamentos aplicados. Através desse ensaio, é possível determinar uma série de parâmetros como o coeficiente de adensamento, o índice de compressão, o índice de recompressão e a tensão de pré-adensamento.

O tempo de adensamento é caracterizado pelo período necessário para que ocorra todo o processo de adensamento do solo. Esse tempo está ligado à capacidade do solo de dissipar as pressões intersticiais presentes após o carregamento aplicado. O período de adensamento é influenciado por diversas variáveis, como permeabilidade, compressibilidade, estrutura e tipo do solo, as condições de drenagem, as cargas aplicadas e a fundação. Em solos coesivos e de baixa permeabilidade, o tempo para que ocorra o adensamento é significativo, podendo levar semanas ou até anos.

O fator tempo é uma medida no processo de adensamento que descreve a relação entre o período necessário e a magnitude do adensamento. É uma medida que proporciona a determinação da magnitude final do adensamento, proporcionando a previsão do comportamento de uma estrutura assentada sobre o solo ao longo de um período. São utilizadas equações que relacionam o tempo de adensamento do solo com o tempo decorrido, as curvas de adensamento. O fator tempo é utilizado na aplicação da teoria da consolidação unidimensional de Terzaghi.

A partir dos resultados do ensaio, podemos identificar dois tipos principais de gráficos. Ambos relacionam o índice de vazios com a tensão vertical aplicada, mas um utiliza escala aritmética para as tensões, enquanto o outro adota escala logarítmica.

Figura 142. Gráfico que relaciona o índice de vazios com a tensão vertical aplicada (escala logarítmica)



Fonte: Marinho(2019)

Analisando o gráfico da **Figura 142**, podemos perceber que há distintas fases que caracterizam o comportamento do solo em relação à variação da tensão vertical.

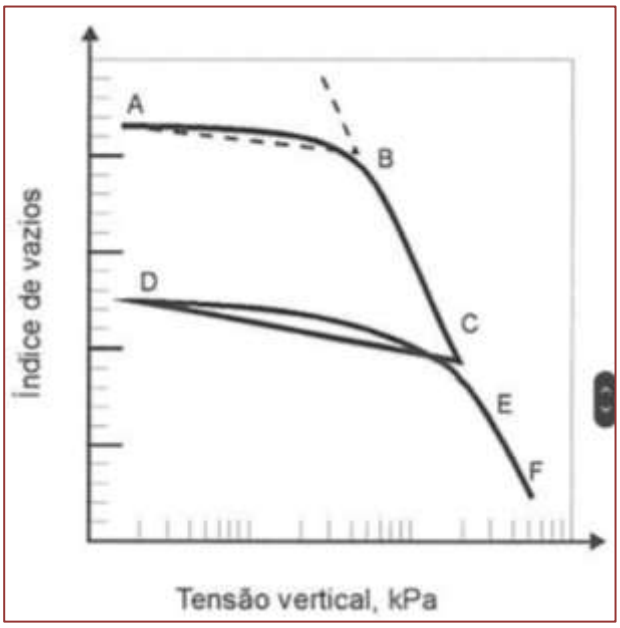
Inicialmente, do ponto 0 ao ponto 1, observa-se uma pequena variação do índice de vazios à medida que a tensão vertical aumenta. Neste intervalo, podemos concluir que o solo está pré-adensado, indicando que já foi submetido a tensões verticais significativas em sua história. Posteriormente, do ponto 1 ao ponto 2, a variação do índice de vazios é mais pronunciada. Além disso, há uma relação linear entre essa variação e a tensão vertical aplicada, notável especialmente quando considerada em escala logarítmica. Essa fase sugere que o solo está passando por um processo de adensamento normal. Por fim, no intervalo do ponto 2 ao ponto 3, ocorre o descarregamento da amostra. Mesmo nessa fase de descarregamento, podemos inferir que o solo está pré-adensado, indicando que já suportou tensões verticais elevadas anteriormente.

Os dados fornecidos pelo ensaio de adensamento do solo unidimensionalmente são necessários para estimar a magnitude dos recalques esperados e seus respectivos tempos de ocorrência. Além disso, torna possível evitar o recalque diferencial, um problema que compromete a integridade das estruturas construídas sobre o solo.

O ensaio edométrico, também conhecido como ensaio de adensamento lateralmente confinado, é utilizado para medir as propriedades mecânicas dos solos, particularmente a resposta do solo a solicitações que causam deformações verticais. Através deste ensaio, obtém-se o coeficiente de adensamento, fundamental para o dimensionamento das fundações de uma obra, por exemplo.

O carregamento ocorre em etapas (estágios) onde as deformações são registradas. O resultado é geralmente representado pela variação do índice de vazios em função da tensão aplicada, em escala logarítmica, conforme mostrado na **Figura 143**.

Figura 143. Gráfico de compressão e recompressão



Fonte: Pinto (2006)

Onde,

Trecho AB: recompressão (variação do índice de vazios em função da tensão vertical); Coeficiente angular do trecho AB: índice de recompressão (Cr).

Trecho BC: compressão (variação linear do índice de vazios em função da tensão vertical);Coeficiente angular do trecho BC (reta virgem): índice de compressão (Cc).

Trecho CD: descompressão (descarregamento da amostra, recuperação elástica do material).

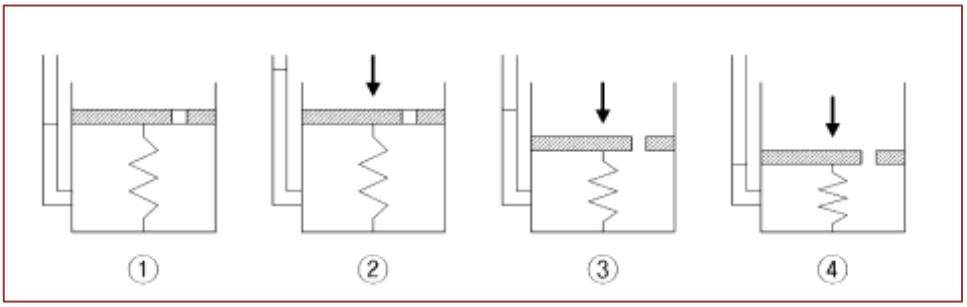
Trecho DE: recarregamento.

Figura 144. Prensa de adensamento uniaxial

Fonte: Owntec

Karl von Terzaghi frequentemente explica o processo de adensamento usando um sistema idealizado em que o solo é representado por uma mola, cuja deformação é proporcional à carga aplicada. O solo saturado é comparado a uma mola dentro de um cilindro cheio de água, onde o cilindro possui um pequeno furo no êmbolo. A água sai lentamente por este furo, representando a baixa permeabilidade do solo.

Figura 145. Modelo mecânico de Terzaghi



Fonte: Suporte (2019)

Em uma visão microscópica, a ação externa rompe a estrutura do solo, alterando o equilíbrio entre as partículas e as forças interativas. Macroscopicamente, isso muda a tensão efetiva e a pressão neutra.

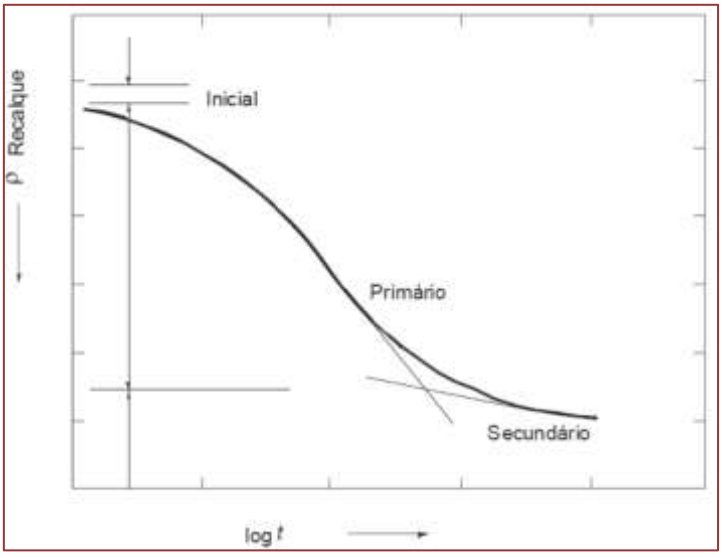
Quando a argila sofre uma ação externa, seja por carregamento ou variação da pressão hidrostática, surgem excessos de pressões neutras, resultando em gradientes hidráulicos e fluxo de água. À medida que a água é expulsa, o solo se deforma até atingir uma nova posição de equilíbrio.

Durante o regime transiente, as partículas coloidais da argila buscam um novo arranjo estável, ajustando as forças de atração e repulsão entre elas. Essa fase inicial é chamada de adensamento primário. No final deste processo, as camadas duplas das partículas estão em contato e os excessos de pressões neutras não são mais perceptíveis, mas o equilíbrio ainda não foi completamente alcançado.

Na fase seguinte, chamada de adensamento secundário, a água adsorvida é expulsa lentamente das partículas devido a forças viscosas, que são dependentes do tempo.

Em solos de alta permeabilidade, a água é expulsa rapidamente dos poros, permitindo uma rápida redistribuição das tensões e um rápido adensamento. Em solos de baixa permeabilidade, como as argilas, a água é expulsa lentamente, prolongando o processo de adensamento primário. Mesmo após a expulsão da água livre durante o adensamento primário, ainda há água adsorvida entre as partículas que é expulsa lentamente ao longo do tempo devido a forças viscosas. A permeabilidade do solo continua a influenciar este processo, mas de forma menos direta. Em resumo, a permeabilidade do solo determina a rapidez com que a água é expulsa durante o adensamento, afetando assim a taxa e a duração do processo de adensamento. Solos com baixa permeabilidade, como argilas, adensam mais lentamente, resultando em processos de adensamento primário e secundário mais prolongados.

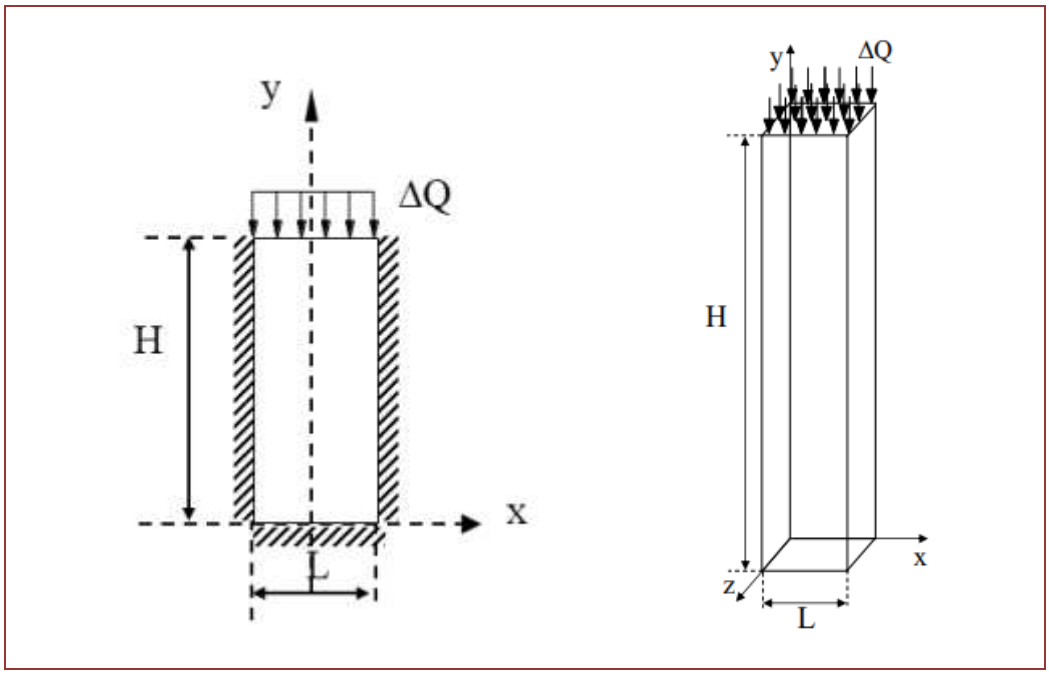
Figura 146. Etapas de adensamento



Fonte: Furlanetto (2020)

No ensaio de adensamento com uma face, o solo é comprimido apenas de um lado, geralmente a partir da parte superior. Isso simula a condição em que uma camada de solo é comprimida por uma carga aplicada na superfície. A outra face do solo é mantida fixa, não permitindo deslocamento. Este ensaio é útil para simular condições onde o adensamento ocorre predominantemente em uma direção.

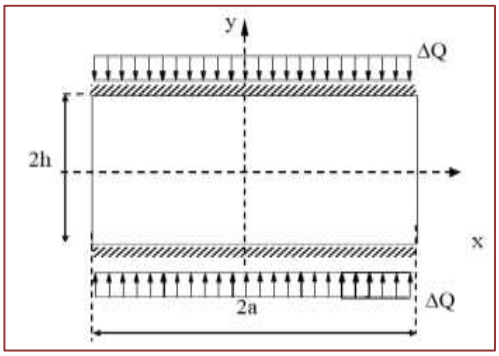
Figura 147. Adensamento Unidimensional, Solução de Terzaghi



Fonte: Vasconcelos (2022)

No ensaio de adensamento com duas faces, o solo é comprimido de ambos os lados, superior e inferior. Isso permite um adensamento mais uniforme, já que a água e o ar podem sair por ambos os lados do corpo de prova. Este tipo de ensaio é representativo de condições onde o solo está sujeito a compressão de cima e de baixo, como em fundações profundas ou em camadas intermediárias de solo que estão sendo compactadas por pressões vindas de ambas as direções.

Figura 148. Adensamento Bidimensional, Efeito de Mandel



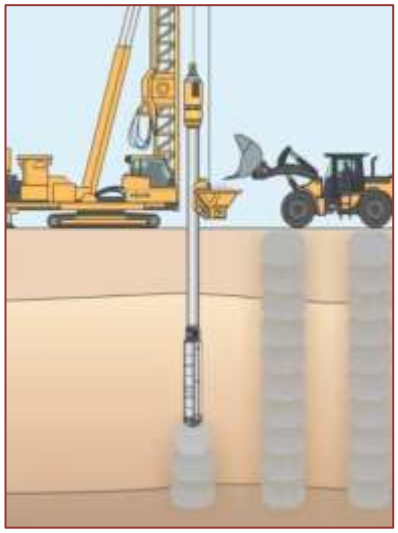
Fonte: Vasconcelos (2022)

A teoria de Biot admite as seguintes hipóteses: ocorrem apenas pequenas deformações no esqueleto de grãos do solo e pequenas velocidades na água; o fluxo de água através do solo obedece à Lei de Darcy; o solo encontra-se totalmente saturado; a água é incompressível em relação ao esqueleto de grãos do solo; o princípio das tensões efetivas é válido; e existe uma relação elástico-linear entre as tensões efetivas e as deformações.

Com o desenvolvimento do processo de adensamento, ocorre uma redistribuição de tensões totais, e em certas regiões do solo, o aumento de poropressões é maior do que o aumento de tensões devido ao carregamento. Este fenômeno é conhecido como Efeito Mandel-Cryer. Observado inicialmente por Mandel (1953) através de ensaios triaxiais e posteriormente por Cryer (1963) na análise do adensamento de uma esfera, este comportamento paradoxal é conhecido na literatura como fenômeno de Mandel-Cryer.

Assim, adensamento em 3D de Biot considera não apenas a compressão vertical do solo, mas também as mudanças volumétricas laterais e longitudinais que ocorrem durante o processo de adensamento devido à expulsão da água por meio da deformação do solo

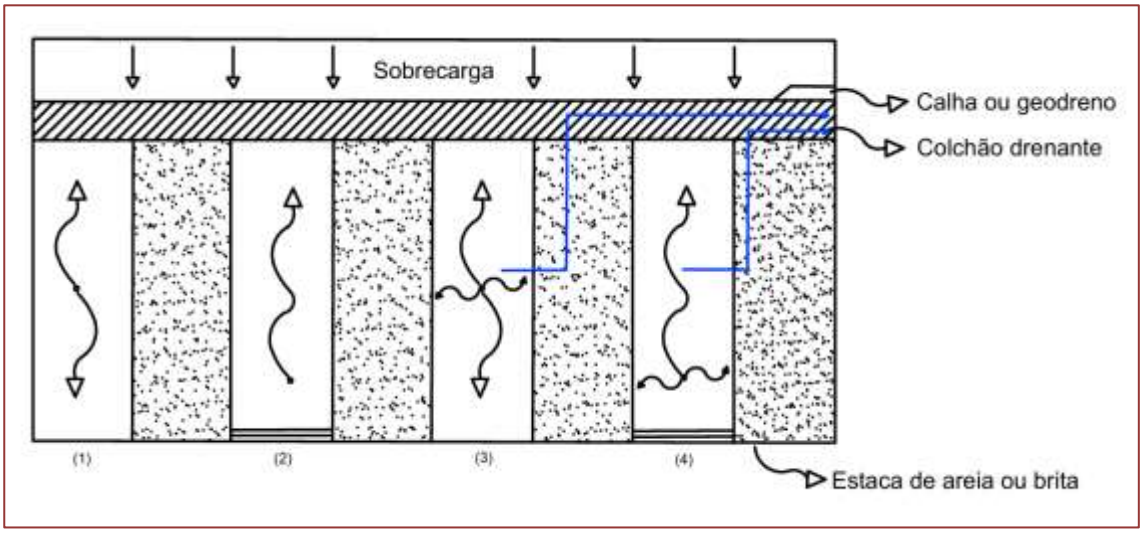
Figura 149. Fundação com estacas de areia ou brita



Fonte: Keller

A **Figura 150** apresenta um exemplo real para o adensamento em três dimensões, representando a execução de uma fundação com estacas de brita e areia em um solo mole adensado mediante a aplicação de sobrecarga, com a drenagem ocorrendo a partir da saída da água através da estaca.

Figura 150. Representação gráfica do adensamento Biot



Fonte: Autores

A **Figura 150**, é dividida em quatro situações:

1. Camada dupla de drenagem (uma direção e dois sentidos): A dupla camada de drenagem facilita a saída da água dos poros do solo mole, nesse caso o sistema possui uma direção e dois sentidos.
2. Camada com fundo impermeável (uma direção e um sentido): Uma camada de solo é preparada sobre um fundo impermeável, garantindo que a drenagem ocorra de maneira vertical, forçando a água a se mover para cima.
3. Camada de dupla drenagem (três direções): O processo de drenagem ocorre considerando as três direções (x,y,z), nesse sistema ocorre uma nova possibilidade, a saída da água ocorre horizontalmente. Devido à dupla camada de drenagem a água possui 3 sentidos.
4. Camada com fundo impermeável (três direções): A drenagem da camada de solo mole ocorre em um sistema tridimensional com uma camada inferior impermeável e uma drenagem em cima.

O sistema descrito na **Figura 150**, consiste ocorre de maneira que a água presente no solo mole é forçada a subir pelas estacas de brita ou areia provocada pela aplicação da sobrecarga. Essa água, ao chegar ao colchão drenante, é deslocada horizontalmente e removida pelos geodrenos ou calhas laterais. Esse processo contínuo de remoção da água resulta no adensamento gradual do solo mole, aumentando sua capacidade de suporte e estabilidade. A drenagem no primeiro momento é volumosa, posteriormente ocorre uma estabilidade na vazão, se mantendo constante.

A compressibilidade é uma das principais causas do recalque, resultante da diminuição do volume do solo devido a cargas aplicadas. Um caso particularmente importante é a compressibilidade de uma camada de solo saturada e confinada lateralmente. Essa situação leva aos chamados recalques por adensamento. (CAPUTO, 1988)

O recalque é a deformação do solo quando submetido a esforços, causando movimentação que pode resultar em sérios danos à estrutura. Quando um elemento de fundação se desloca verticalmente, ocorre um recalque absoluto. A diferença entre os recalques absolutos de dois elementos da fundação é chamada de recalque diferencial, que pode causar problemas na estrutura.

O recalque é classificado em três tipos conforme a carga estática: deformação elástica, escoamento lateral e adensamento. Na deformação elástica, o recalque ocorre imediatamente após a aplicação de esforços e é mais significativo em solos não argilosos, ou seja, coesivos. O recalque por escoamento lateral ocorre com mais frequência em solos não coesivos, onde o deslocamento se dá do centro para a lateral, com o solo das áreas mais solicitadas se movendo para as menos solicitadas.

A deformação por adensamento é causada pela diminuição do volume aparente do solo, devido ao fechamento dos vazios deixados pela água expulsa sob a pressão da fundação. Segundo Rebello (2008), o recalque por adensamento estabiliza quando toda a água entre os grãos de solo é expulsa, e não há mais diminuição do volume do solo. Se o recalque não afetar a estrutura, o problema se resume a vedar as trincas na alvenaria.

Recalques por adensamento ocorrem em solos de grãos finos, com baixo coeficiente de permeabilidade, geralmente saturados ou quase saturados. Esses recalques estão associados ao tempo de ocorrência e à redução permanente do índice de vazios (BRANDI, 2012).

NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

2. ENSAIO DE ADENSAMENTO DE SOLOS / DETERMINAÇÃO DAS PROPRIEDADES DE ADENSAMENTO

2.1. NORMAS REGULAMENTADORAS

- ABNT NBR 16853/2020 – Solo – Ensaio adensamento unidimensional
- DNER-IE 005/1994 – Solo – adensamento

2.2. EQUIPAMENTOS

	NBR 16853/2020	DNER-IE 005/94
Anel de adensamento	X	X
Balança com resolução de 0,01g	X	
Balança com capacidade de 1 kg e 200 g, com resolução de 0,1 e 0,01 g, respectivamente		X
Bureta graduada	X	
Cápsula de porcelana ou alumínio, com capacidade de 75 ml		X
Cápsula de porcelana com capacidade de 250 ml		X
Célula de adensamento	X	X
Cronômetro	X	X
Deflectômetro sensível a 0,001 cm		X
Deflectômetro para medir deslocamento de 15mm, com precisão de 0,01 mm	X	
Desbastador de amostras (ou aparelho para torneá-la)		X
Espátulas	X	X
Extensômetro capaz de medir deslocamentos de até 1,5 cm, com resolução de 0,01 mm	X	
Extrator de amostras indeformadas		X
Facas	X	X
Paquímetro	X	X
Pedras porosas uniformes	X	X
Relógio	X	
Régua metálica biselada	X	X
Serras de fio metálico	X	X
Sistema de aplicação de carga (prensa de adensamento)	X	X
Talhador	X	X
Termômetro de 0°C a 50°C, graduado em 0,1°C.	X	

2.3. PROCEDIMENTO

I. Preparação da amostra e corpo de prova

O corpo de prova para o ensaio de adensamento é obtido de amostras indeformadas (coletadas em tubo de parede fina (Shelby) ou na forma de blocos de amostra), como descrito no capítulo 1 deste manual.

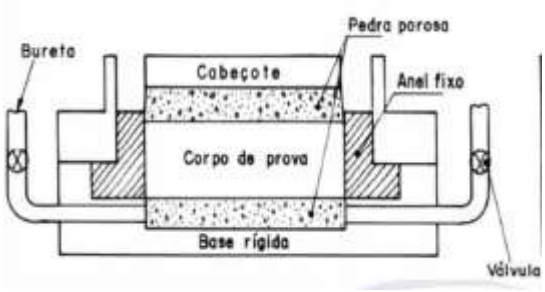
A preparação do corpo de prova deve ser feita em câmara úmida sempre que possível, ou local onde a temperatura seja constante.

O diâmetro usual do corpo de prova está dentro do intervalo de 6,350 cm a 10,795 cm, e a altura é de três a quatro vezes menor que o diâmetro.

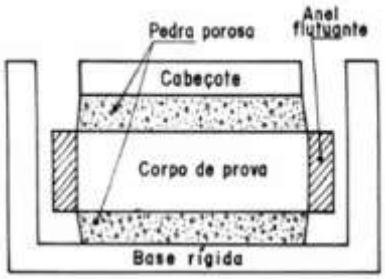
1. Na preparação do corpo de prova pelo tubo (Shelby), por meio do extrator, retira-se do tubo uma amostra, cuja altura esteja cerca de 2 cm maior do que a altura do anel de adensamento que será utilizado no ensaio e corta-se essa com a serra, separando-a da amostra total. No caso de se utilizar o bloco de amostra indeformada na preparação do corpo de prova, corta-se do bloco um prisma de solo, cuja altura e largura sejam cerca de 2 cm maior do que a respectiva altura e diâmetro do anel utilizado.

2. Os corpos de prova devem ser talhados ou torneados, através de ferramentas cortantes apropriadas (como o desbastador, talhador ou torneador). Conforme a medida de determinado segmento do corpo de prova aproxima-se do diâmetro interno do anel, pressiona-se de modo leve e uniformemente para dentro do anel e removendo o excesso nas bordas superior e inferior.
3. O corpo de prova deve ser introduzido com sobrealtura em relação ao anel. A DNER-IE 005 recomenda cerca de 1 cm.
4. Para a determinação da umidade e massa específica aparente iniciais deve-se:
    a. Retirar, das aparas de solo obtidas na moldagem do corpo de prova, três amostras para determinação da umidade, e, também, amostra para determinação da massa específica real dos grãos de solo;
    b. pesar o conjunto corpo de prova e anel, com precisão de 0,1 g, e anotar o valor;
    c. determinar a altura do corpo de prova, com resolução de 0,01 mm, caso seja menor do que a altura do anel, deve-se calcular o volume do corpo de prova partir da sua altura e do diâmetro interno do anel;
    d. calcular a massa específica aparente inicial, pela divisão da massa do corpo de prova pelo seu volume.
5. Monta-se o corpo de prova na célula de adensamento de acordo com a seguinte ordem: base rígida, pedra porosa inferior, papel filtro, corpo de prova contido no anel, papel filtro e pedra porosa superior.
    a. No caso de solos saturados, as pedras porosas devem ser previamente fervidas e mantidas imersas em água, até o instante de entrar em contato com o corpo de prova.
    b. Para solos parcialmente saturados devem ser utilizadas pedras porosas simplesmente umedecidas. Entretanto, para solos altamente expansivos, colapsíveis ou muito secos, utiliza-se pedras porosas secas.
6. Após a montagem da célula, coloca-se o cabeçote metálico, ajustando-o, e então no sistema de aplicação de carga (prensa de adensamento), tomando cuidado para que a pedra porosa superior fique exatamente sob a placa que transmite a carga ao corpo de prova.
    a. Quando se utiliza o anel fixo para o ensaio de adensamento, coloca-se sobre o bordo da base o anel de borracha e sobre este o anel exterior da célula, fixando-a à base por meio de parafusos.

Figura 151. Esquema da célula de adensamento



Célula com anel fixo



Célula com anel flutuante

Fonte: ABNT NBR 16853/2020

II. Ensaio

1. Colocada a célula, em seguida, deve-se instalar o deflectômetro (ou extensômetro) e zerá-lo; colocar água na célula de adensamento de modo que o nível fique acima da pedra porosa superior;
2. Aplica-se ao corpo de prova uma carga que dê uma pressão inicial de 0,20 kPa ou 0,25 kPa, anotando o dia e a hora do início do ensaio.
    a. A norma ABNT NBR 12007 recomenda uma pressão de 5 kPa para solos resistentes ou 2 kPa para solos moles. No caso de uso do extensômetro, este deve ser zerado cinco minutos após a aplicação dessa pressão.

Nota:

Se para a carga inicial o corpo de prova apresentar uma deformação muito grande, é conveniente diminuí-la, aplicando inicialmente a metade.

3. Decorrido algum tempo, transmitir cargas adicionais à célula de adensamento, em estágios, para obter uma das sequências de pressões sobre o solo/corpo de prova: 10 ou 20, 40, 80, 160, 320 e 640 kPa (usualmente utilizada no ensaio pelos diversos laboratórios) ou 25, 50, 100, 200, 400 e 800 kPa.
    a. O carregamento do corpo de prova deve continuar até a definição da região de compressão virgem.

Nota:

Em amostra indeformada saturada nas condições de campo ou extraída abaixo do lençol freático, o ensaio de campo deve ser executado com inundação do corpo de prova, imediatamente após aplicação da pressão de 10 kPa.

Nessas condições, eventual tendência à expansão no corpo de prova deve ser evitada, através do aumento gradativo de pressão limitado à pressão vertical do campo.

4. Para cada um dos estágios de pressão, fazem-se leituras no extensômetro da altura (ou variação de altura) do corpo de prova, com resolução de 0,01 mm, imediatamente antes do carregamento (correspondente ao tempo 0) e a seguir, nos intervalos de tempo de ⅛ (0,125 s); ¼ (0,25 s); ½ (30 s); 1, 2, 4, 8, 15, 30 minutos; 1, 2, 4, 8, 24 horas, contados a partir do instante de aplicação do incremento de carga.
   a. Após a leitura de 4 horas não é necessário seguir rigorosamente os tempos de leitura citados acima, permite-se certa flexibilidade quanto aos tempos, desde que se anote precisamente a hora da leitura feita.
   b. A duração de cada estágio de pressão deve ser aproximadamente a mesma ao longo de todo o ensaio, exceto se feito no fim de semana.

Nota:

Para solos com elevado grau de saturação, as leituras devem continuar, se necessário, por um intervalo de tempo maior, até que se defina a reta de compressão secundária no gráfico altura do corpo de prova em função do logaritmo do tempo, ou até que sejam atingidos 100% de adensamento primário.

5. À medida que se anota os tempos decorridos e as leituras correspondentes, deve-se traçar em papel semi logarítmico (de 3 ou 5 ciclos) a curva de adensamento. Colocando no eixo das abscissas os tempos decorridos e no eixo das ordenadas as leituras do deflectômetro.
   a. Na curva de adensamento estão assinalados os trechos que representam a compressão primária e a compreensão secundária do corpo de prova.
   b. Outra maneira de se traçar a curva de adensamento é colocando em papel aritmético, no eixo das abscissas, a raiz quadrada dos tempos decorridos e no eixo das ordenadas, as leituras deflectômetro.
6. Completadas todas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado, efetua-se o descarregamento do corpo de prova, em estágios (no mínimo três), fazendo leituras e corrigindo-as se necessário de forma análoga aos estágios de carregamento.
   a. Atingindo a pressão de 10 kPa e verificada a estabilização da altura do corpo de prova, descarrega-se totalmente o corpo de prova e retira-o, com o anel, da célula de adensamento.

7. Enxuga-se então as superfícies expostas do corpo de prova com papel absorvente e determina-se sua massa com resolução de 0,1 g. Em seguida, tomam-se porções do material para determinar o teor de umidade final.
8. Os corpos de prova moldados a partir de amostras não saturadas, após o término do adensamento primário, podem ser inundados em pressões que simulam futuras condições de campo. Em seguida, realizam-se leituras de variação da altura do corpo de prova até a estabilização, por no mínimo 24h.

2.4. RESULTADO

I. Cálculos

Deve-se calcular as umidades inicial (w_i) e final (w_f) do corpo de prova, bem como seus índices físicos iniciais: massa específica aparente seca (ρ_d), grau de saturação (S_i) e índice de vazios (e_i), através das seguintes fórmulas:

$$w = \frac{M_h - M_s}{M_s} x\ 100$$

Onde M_s é a massa do solo seco e M_h é a massa do solo úmido, ambos em gramas.

$$\rho_d = \frac{\rho_{ap\ (w)} x\ 100}{(100\ +\ w_i\ )}$$

Onde $\rho_{ap\ (w)}$ é a massa específica aparente úmida inicial (g/cm^3).

$$S_i = \frac{\rho_g\ w_i}{\rho_a\ e_i}$$

Onde ρ_g é a massa específica real dos grãos de solo (g/cm^3) e ρ_a é a massa específica da água (considerar igual a 1,0 g/cm^3).

$$e_i = \frac{\rho_g}{\rho_d}\ -1$$

Deve-se calcular o índice de vazios ao final de cada estágio de pressão (e_f), substituindo na fórmula acima ρ_g por H, que é altura do corpo de prova ao final de cada estágio (cm), e ρ_h por H_s , que é altura dos sólidos (cm).

Para o grau de saturação final (S_f), deve-se utilizar os valores finais do índice de vazios e do teor de umidade (%). Calcula-se, também, a altura sólida do corpo de prova (H_s), pela fórmula:

$$H_s = \frac{M_{s'}}{\rho_g\ \boldsymbol{\times} A}$$

Onde $M_{s'}$ é o peso do corpo de prova seco (g) e A é a área do corpo de prova (cm^2). Calcula-se a altura do corpo de prova (H) para a carga aplicada e após a retirada de uma carga pelas expressões:

$$H = H_1 - \Delta H \qquad \text{(i)}$$

$$H = H_1 + \Delta H \qquad \text{(ii)}$$

Onde:

H_1 é a altura, em cm, do corpo de prova: antes da aplicação da carga (i) e antes da retirada da carga (ii);

ΔH corresponde ao decréscimo da altura do corpo de prova, em cm, ou seja, a diferença das leituras do deflectômetro: antes da aplicação da carga e após a estabilização do corpo de prova sob a mesma (i), e antes da retirada da carga e após a última leitura de expansão (ii).

Calcula-se, ainda, o coeficiente de adensamento (C_v) usando a fórmula:

$$C_v = \frac{T\left(\frac{H_m}{2}\right)^2}{t}$$

Onde:

H_m - é a altura média do corpo de prova (média das alturas antes da aplicação de uma carga e ao final desta), em cm;

t - tempo para que se dêem 50 % ou 90 % de adensamento, em segundos;

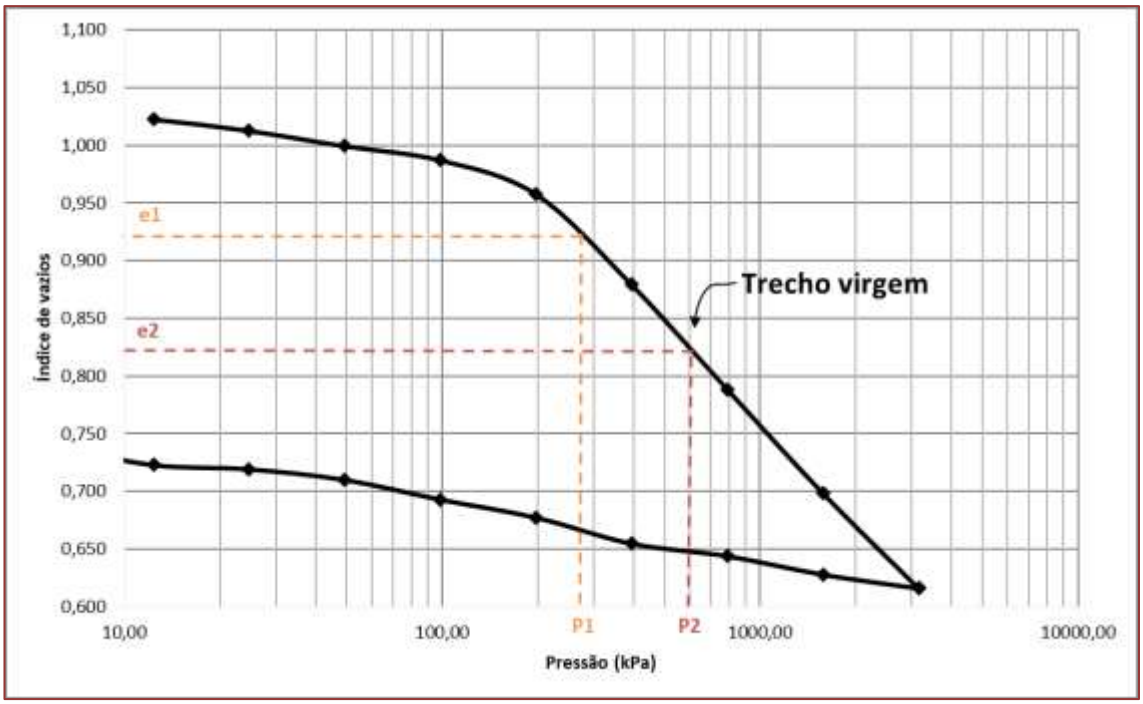
T - fator tempo, com $T = 0{,}197$ para 50 % e $T = 0{,}848$ para 90 % de adensamento.

> Nota:
>
> Os valores dados de T somente são válidos para as condições normais de carregamento do ensaio e também levando em consideração a existência de das faces de drenagem.

II. Expressão dos coeficientes

Traça-se, em papel semilogarítmico de três ciclos, a curva pressão X índice de vazios, colocando-se no eixo das ordenadas os índices de vazios e no eixo das abscissas as pressões.

Figura 152. Curva pressão X índice de vazios



Fonte: ABNT NBR 16853/2020

O trecho reto da curva é denominado de reta virgem e o índice de compressão (Ie) é a inclinação dessa reta.

$$Ie = \frac{e_1 - e_2}{log\ \frac{P_2}{P_1}}$$

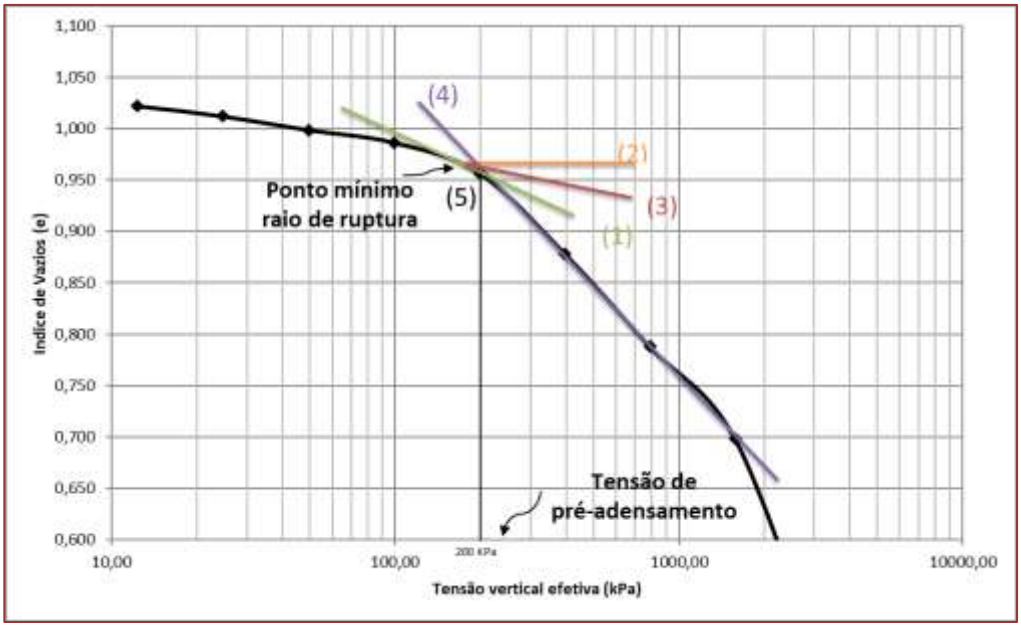
Onde P_n é uma pressão correspondente a um valor de índice vazios e_n ; ;

Pode-se retirar diretamente da curva pressão X índices de vazios o valor do índice de compressão. Estende-se a reta virgem até cortar a ordenada de índice de vazios no início de um ciclo do papel semilogarítmico. Prolonga-se também até cortar a ordenada de índice de vazios no final do mesmo ciclo. O índice de compressão é a diferença entre os índices encontrados.

III. Determinação da pressão de pré-adensamento pelo método de Casagrande

Deve-se traçar uma tangente ao ponto de menor raio de curvatura da curva pressão índice de vazios (1), então traça-se uma horizontal passando pelo mesmo ponto (2). Traça-se a bissetriz do ângulo formado por aquelas retas (3) e prolonga-se a reta virgem até que corte a bissetriz (4). A pressão correspondente ao ponto determinado é a pressão de pré adensamento (5).

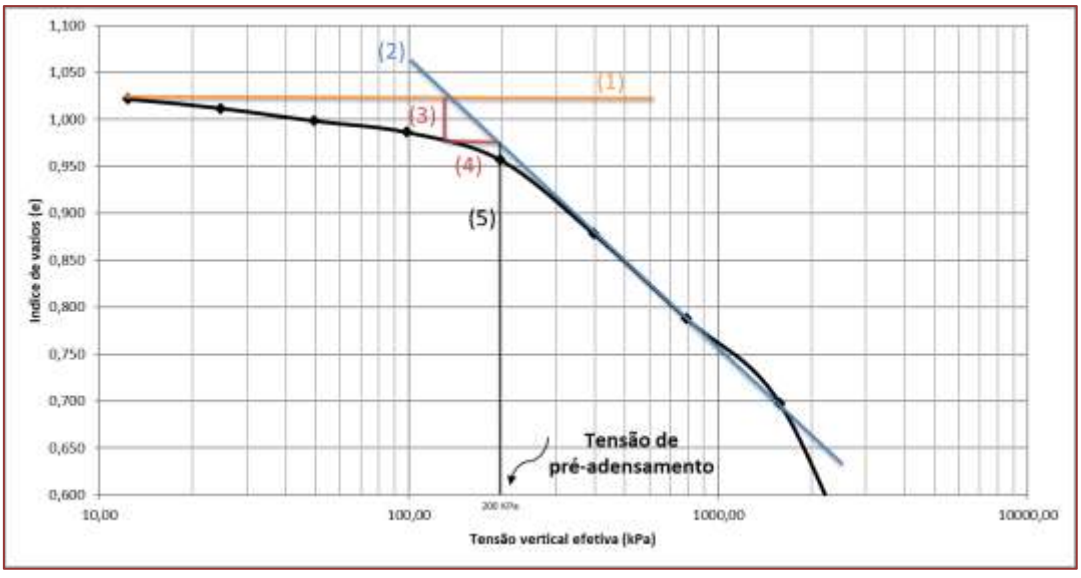
Figura 153. Determinação da tensão de pré adensamento pelo método de Casagrande (índice de vazios x tensão de adensamento- escala logarítmica)



IV. Determinação da pressão de pré adensamento pelo método de Pacheco Silva

Traça-se uma reta horizontal, passando pela ordenada correspondente ao índice de vazios inicial (e_i) - (1). Em seguida, prolonga-se o trecho da reta virgem para determinar o ponto de interseção (2), a partir deste ponto deve traçar uma reta vertical na intercepção da curva (3) e uma linha horizontal determinando uma interseção com o prolongamento da reta virgem (4). A abscisa desse ponto corresponde a pressão de pré-adensamento (5).

Figura 154. Determinação da tensão de pré adensamento pelo método de Pacheco Silva



Fonte: ABNT NBR 16853/2020

V. Índice de vazios correspondente a pressão de adensamento

Na mesma folha de papel semilogarítmico em que foi traçada a curva pressão X índices de vazios, traça-se uma reta de permeabilidade obtida relacionando os valores de pressão média para cada estágio de carga com os coeficientes de permeabilidade correspondentes. E, em outra folha, traça-se a curva relacionando essas mesmas pressões com os coeficientes de adensamento correspondentes.

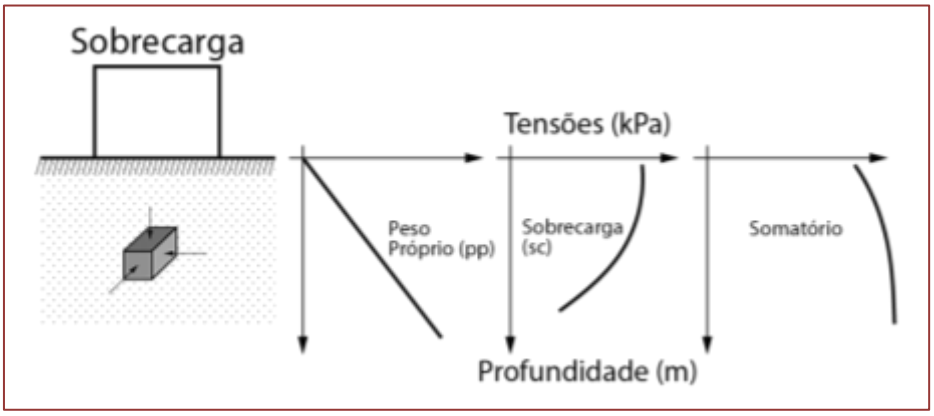
CAPÍTULO

12 Estado de Tensão

1. INTRODUÇÃO

As tensões no solo podem ser divididas em dois tipos principais: geostáticas e induzidas. As tensões geostáticas surgem do peso próprio do solo e da água em seus interstícios, enquanto as induzidas são resultado de fatores externos, como sobrecarga de trânsito ou fundações. De forma geral, as tensões geostáticas tendem a aumentar à medida que se aprofundam no solo, enquanto as induzidas diminuem conforme a distância do ponto de análise ao ponto de aplicação da carga aumenta. Essa diferenciação é essencial para compreender o comportamento do solo diante de diversas condições e influências.

Figura 155. Tensões no solo



Fonte: Marinho (2018)

Os solos são sistemas multifásicos nos quais as partículas sólidas são distribuídas de forma aleatória, deixando espaços vazios entre elas que são preenchidos por ar e/ou água. Nesse contexto, é crucial compreender a natureza da distribuição das tensões ao longo de uma seção específica, levando em conta a heterogeneidade do material analisado. Essa compreensão é fundamental para uma avaliação precisa do comportamento do solo sob diferentes condições de carga e influências ambientais.

A tensão total no solo pode ser subdividida em duas partes distintas. A primeira parte é suportada pela pressão exercida pela água nos espaços vazios do solo. Essa tensão é conhecida como poropressão, ou pressão neutra. A segunda parte da tensão total é suportada pelos sólidos do solo em seus pontos de contato. A soma das componentes verticais das forças desenvolvidas nesses pontos por unidade de área de seção transversal é denominada tensão efetiva. Com essa distinção, é possível compreender melhor a

distribuição e a natureza das tensões no solo, o que é essencial para diversas aplicações em engenharia e geotecnia.

Para definir componentes de tensão, é necessário especificar o plano de atuação, geralmente indicado pela direção da sua normal. Os subscritos nas tensões indicam a direção da normal ao plano e a direção da tensão. Por exemplo:

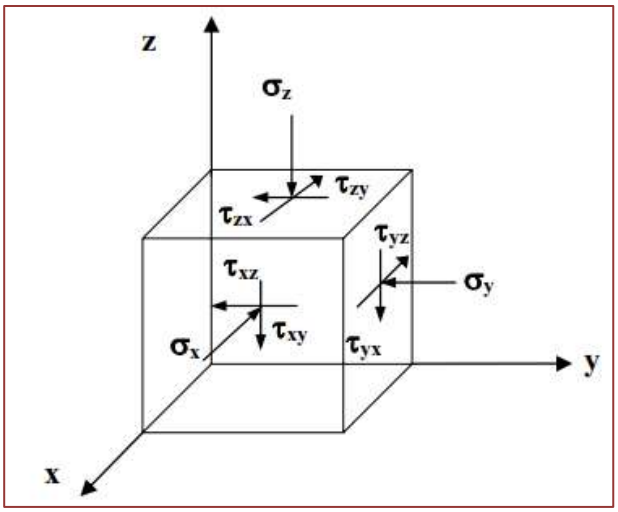
- σxx = σx: tensão normal na face com normal na direção x.
- σyy = σy: tensão normal na face com normal na direção y.
- σzz = σz: tensão normal na face com normal na direção z.
- τxz, τxy, τzx, τyx, τyz, τzy: tensões cisalhantes, onde o primeiro subscrito indica a normal ao plano e o segundo a direção da tensão.

O estado de tensão em um ponto em um elemento 3D é determinado por meio de nove quantidades, denominadas componentes de tensão.

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{pmatrix}$$

Considera-se um cubo elementar mostrando as componentes de tensão nas faces paralelas aos eixos coordenados xyz. A **Figura 155** é a representação gráfica do tensor de tensões.

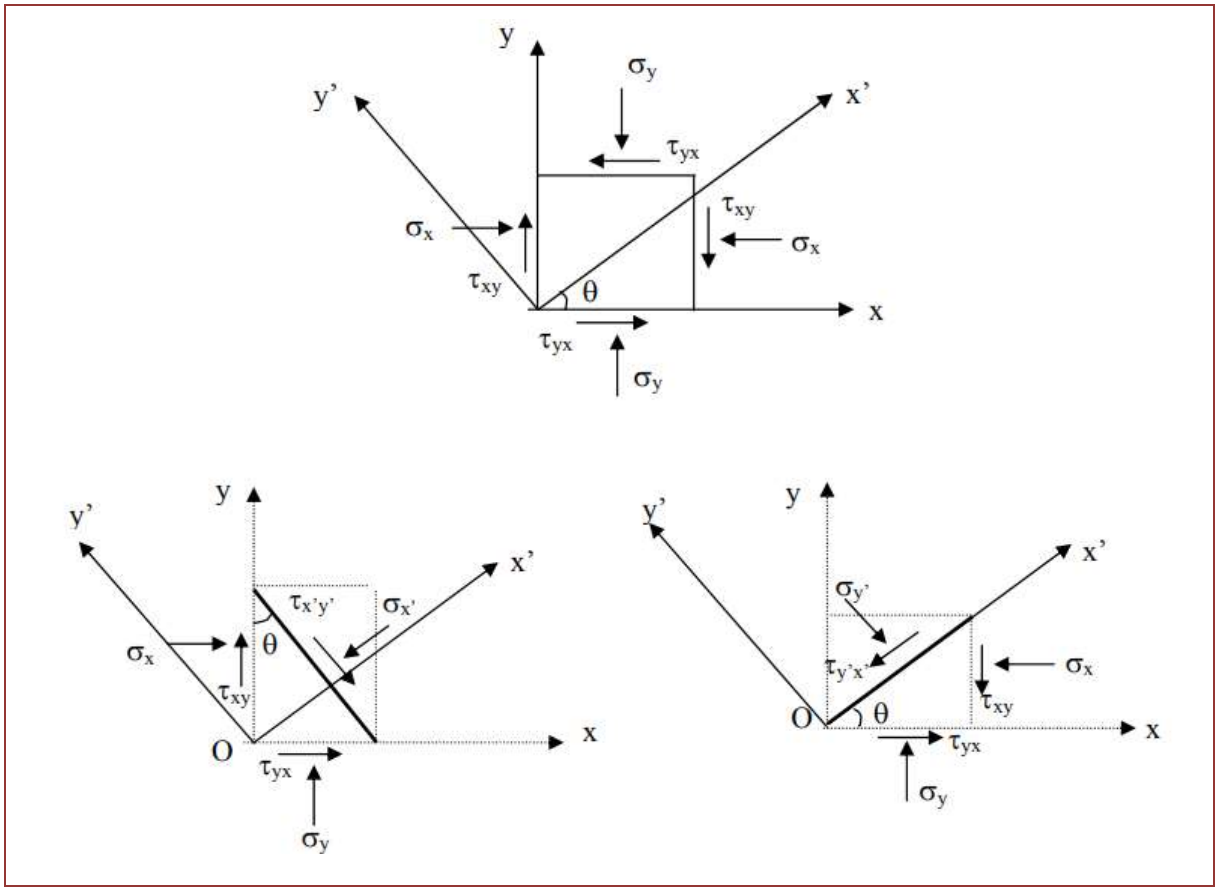
Figura 156. Tensor de tensões



Fonte: Azevedo (2006)

Admitindo um campo de tensões bidimensional (2D) no ponto, definido pelas tensões σx, σy e τxy no sistema de coordenadas xyz, é desejado conhecer as tensões σx', σy' e τx'y' em um novo sistema de eixos x'y' que faz um ângulo θ com o sistema original xy, passando pelo mesmo ponto P.

Figura 157. Mudanças de eixo em elemento 2D



Fonte: Azevedo (2006)

De acordo com a lei fundamental da mecânica, todos os elementos de um corpo estão em equilíbrio se todas as forças externas e internas forem consideradas. Para determinar os componentes de tensão no novo sistema de eixos x'y', consideramos a área da face do elemento cuja normal é x' como A e fazendo o equilíbrio das forças na direção x' é possível determinar a tensão $\sigma_{x'}$.

$$A_{x'} = A$$

$$A_x = A\,cos\theta$$

$$\sigma_{x'} = \sigma_x cos^2\theta + \sigma_y sin^2\theta + \tau_{xy} sin\,2\theta$$

$$A_y = A\,sin\,\theta$$

Similarmente, considerando a área da face do elemento cuja normal é y' igual a Ae fazendo o equilíbrio das forças na direção y' é possível determinar a tensão $\sigma_{y'}$

$$A_{y'} = A$$

$$A_x = A\ sin\theta$$

$$\sigma_{y'} = \sigma_x sin^2\theta + \sigma_y cos^2\theta - \tau_{xy} sin\ 2\theta$$

$$A_y = A\ cos\ \theta$$

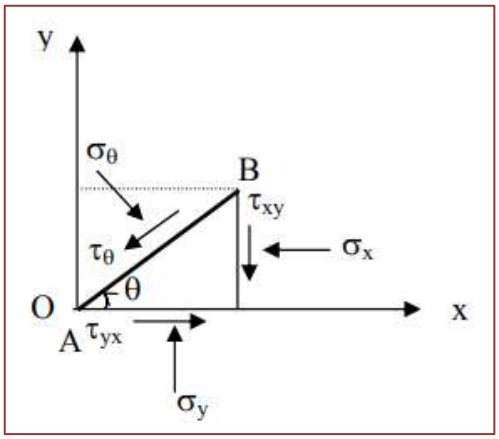
A tensão de cisalhamento $\tau_{x'y'}$ pode ser obtida pelo equilíbrio das forças na direção desta componente de tensão.

$$\tau_{x'y'} = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x)\ sin\ 2\theta + \tau_{xy} cos\ 2\theta$$

Assim, foi transportada a descrição do estado de tensão de um conjunto de planos para outro. A partir dessa premissa, é possível calcular as componentes de tensão em qualquer sistema de eixos, desde que as tensões no sistema xy e o ângulo θ entre os dois sistemas de coordenadas sejam conhecidos. A transformação das tensões entre os dois sistemas de coordenadas pode ser realizada usando as equações de transformação de tensões para um plano. Estas equações são derivadas a partir das condições de equilíbrio e das propriedades geométricas do sistema coordenado.

Considere um elemento infinitesimal, com espessura unitária, localizado em um ponto qualquer O e submetido a um campo de tensões bidimensional, conforme ilustrado na **Figura 158**. Se as componentes de tensão nesse ponto forem conhecidas, é possível calcular a tensão que atua em um plano arbitrário que passa por esse ponto, utilizando as equações da estática.

Figura 158. Tensões em um plano qualquer (2D)



Fonte:Azevedo (2006)

Admitindo que a área da face AB é A_θ, a área da face cuja normal é o eixo x é A_x, e a área da face cuja normal é o eixo y é A_y, temos as seguintes relações:

$$A_x = A_\theta sin\theta$$
$$A_y = A_\theta cos\theta$$

Aplicando a condição de equilíbrio estático ao elemento, obtemos as componentes de tensão normal (σ_θ) e cisalhamento (τ_θ) na face AB:

$$\sigma_\theta = \sigma_x sin^2\theta + \sigma_y cos^2\theta - \tau_{xy} sin\ 2\theta$$
$$\tau_\theta = \frac{1}{2}(\sigma_y - \sigma_x)\ sin\ 2\theta + \tau_{xy} cos\ 2\theta$$

Para determinar a orientação dos planos de tensão normal máxima e mínima, diferencia-se a equação da tensão normal em relação ao ângulo θ e iguala-se a zero.

$$\frac{\partial\sigma_\theta}{\partial\theta} = -(\sigma_x - \sigma_y)sin2\theta + 2\tau_{xy}cos2\theta = 0$$
$$tan\ 2\theta_p = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y}$$

Isso resulta na equação para o ângulo θp dos planos principais. Esses ângulos fornecem as tensões normais máximas e mínimas, que ocorrem em planos perpendiculares, chamados de tensões principais (σ1 e σ2). Ao comparar a equação resultante da diferenciação com a equação da tensão cisalhante, observa-se que a tensão cisalhante nos planos principais é zero.

$$\sigma_1 = \sigma_{max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}^2}$$
$$\sigma_2 = \sigma_{min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}^2}$$

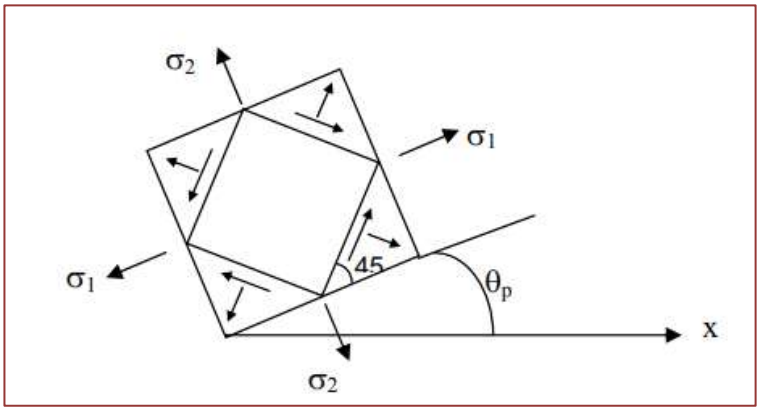
Os planos de tensão de cisalhamento máxima são determinados diferenciando a expressão para τθ em relação a θ e igualando a zero, obtendo-se os ângulos onde essa tensão é máxima. As raízes dessas equações definem planos perpendiculares, e os planos de tensão de cisalhamento máxima fazem 45° com os planos principais.

$$\tau_{max} = \pm\sqrt{(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2})^2 + \tau_{xy}^2}$$
$$\tau_{max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$$

Nos planos de tensão máxima de cisalhamento, a tensão normal é dada por:

$$\sigma_{\theta_c} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}$$

Figura 159. Planos de tensão máxima (normal e cisalhante)



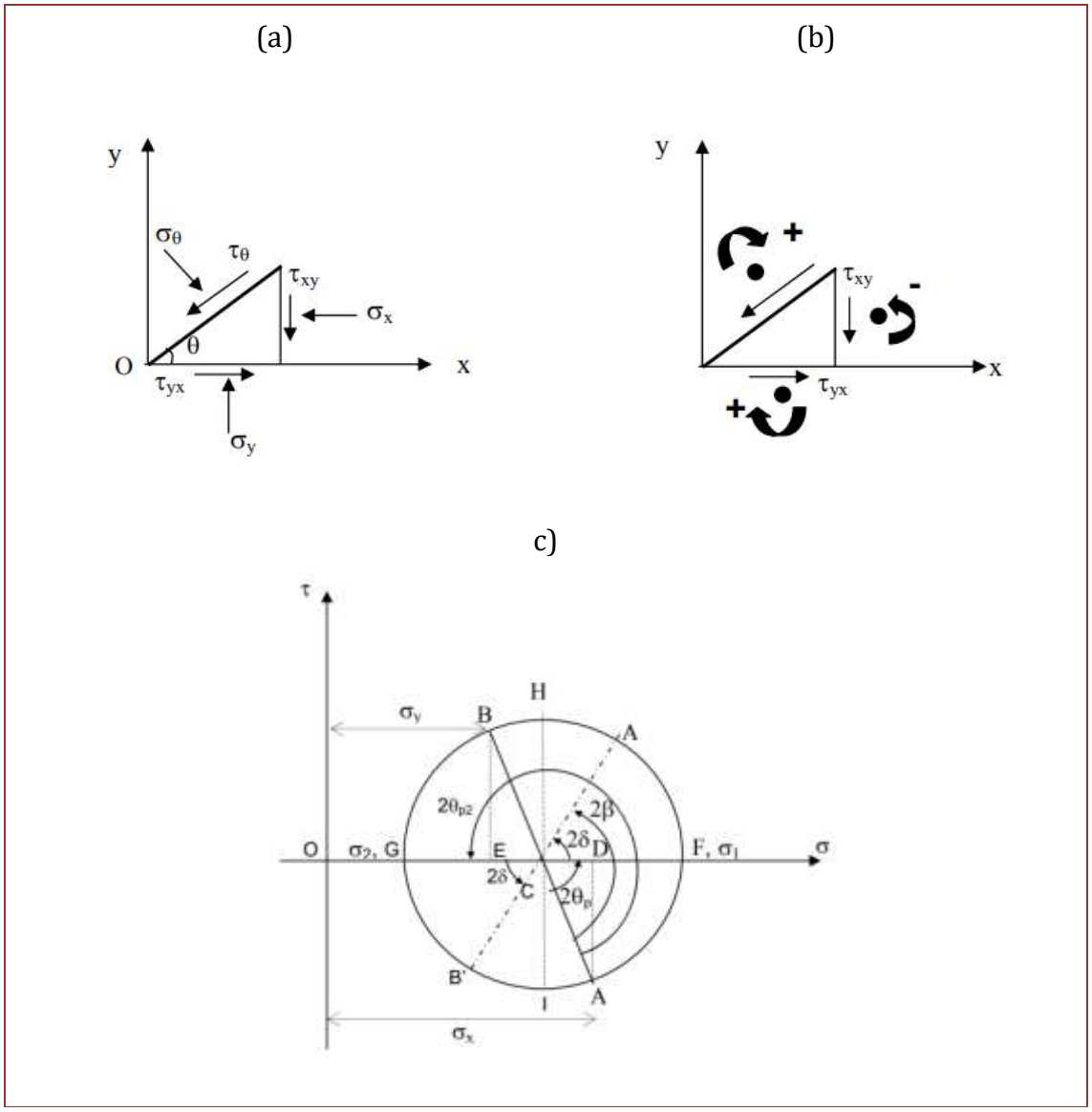
Fonte: Azevedo (2006)

Mohr desenvolveu um método alternativo para a transformação de tensões planas, conhecido como Círculo de Mohr. Esse método é usado para analisar situações bidimensionais de tensões no plano xy. A montagem do Círculo de Mohr envolve os seguintes passos:

1. Sistema de Eixos: Estabelecer eixos onde as abscisas representam tensões normais (σ) e as ordenadas representam tensões de cisalhamento (τ).
2. Ponto A: Marcar os valores de σx e τxy. A tensão de cisalhamento é marcada como negativa conforme a convenção.
3. Ponto B: Marcar σy e τyx, com τyx sendo positiva.
4. Centro do Círculo: Ligar os pontos A e B para localizar o centro do círculo (C).
5. Desenhar o Círculo: Desenhar o círculo com centro em C e raio CA ou CB.

O diâmetro AB do círculo representa o campo de tensão no sistema de eixos xy. Outros diâmetros, como A'B', representam campos de tensão em outros sistemas de eixos rotacionados de um ângulo β. As tensões principais e as tensões de cisalhamento máxima e mínima estão indicadas no círculo, nos planos onde as tensões de cisalhamento são nulas.

Figura 160. (a)Estado bi-dimensional de tensões no plano xy; (b) Convenção de rotação das tensões cisalhantes no círculo de Mohr; (c) Círculo de Mohr



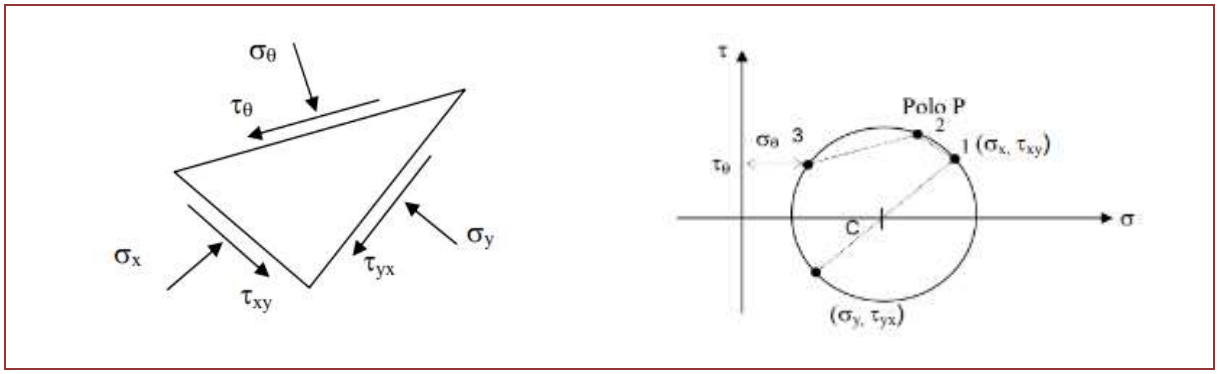
fonte: Azevedo (2006)

O método do polo é uma técnica gráfica para determinar tensões representadas no círculo de Mohr e seus respectivos planos. Este método auxilia na identificação do ponto do círculo que corresponde a um plano de direção conhecido. Os passos para a aplicação incluem:

1. Localização do Polo: Escolher um ponto no círculo de Mohr com direção de plano conhecida.
2. Traçar Paralela: A partir deste ponto, traçar uma linha paralela ao plano. O ponto onde essa linha intercepta o círculo é o polo.
3. Determinação de Tensões: Com o polo localizado, para qualquer plano, traçar uma linha do polo paralela à face onde atuam as tensões desejadas. O ponto de interseção com o círculo dá os valores das tensões σθ e τθ.

Este método facilita a visualização e a determinação das tensões em diferentes planos usando o círculo de Mohr.

Figura 161. Determinação de σ_θ e τ_θ através do processo gráfico do polo



Fonte:Azevedo (2006)

A resistência ao cisalhamento do solo é a capacidade interna por unidade de área que o solo possui para resistir a rupturas e deslizamentos em qualquer plano interno.

Mohr, em 1900, apresentou uma teoria de ruptura em materiais, afirmando que a ruptura ocorre devido à combinação de tensões normais e de cisalhamento, e não apenas pela máxima tensão normal ou de cisalhamento isoladas. A relação funcional entre a tensão normal (σ) e a tensão de cisalhamento (τ) em um plano de ruptura pode ser expressa como:

$$\tau_f = f(\sigma)$$

A envoltória de ruptura é geralmente uma linha curva. No entanto, para a maioria dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura como uma função linear da tensão normal. Esta aproximação linear, proposta por Coulomb em 1776, pode ser expressa pela seguinte função:

$$\tau_f = c + \sigma\, tg\phi$$

Onde,

c= coesão

ϕ= ângulo de atrito interno

σ= tensão normal no plano de ruptura

τ_f= resistência ao cisalhamento

Na equação acima, denominada critério de ruptura Mohr-Coulomb, c representa a coesão do solo, que é a resistência ao cisalhamento quando a tensão normal é zero, e ϕ é o ângulo de atrito interno, que descreve a inclinação da linha de ruptura. A teoria de Mohr-Coulomb é fundamental para entender e prever o comportamento do solo sob diferentes condições de carga e stress.

No contexto de solos saturados, a tensão total (σ) pode ser decomposta como:

$$\sigma = \sigma' + u$$

Onde,

σ' representa a tensão efetiva,

u é a pressão dos poros, ou poropressão, que atua no fluido intersticial.

A tensão efetiva (σ′) é suportada pelos sólidos do solo. O critério de ruptura de Mohr-Coulomb, expresso em termos de tensão efetiva, é dado por:

$$\tau_f = c' + \sigma' \, tg\phi'$$

Onde,

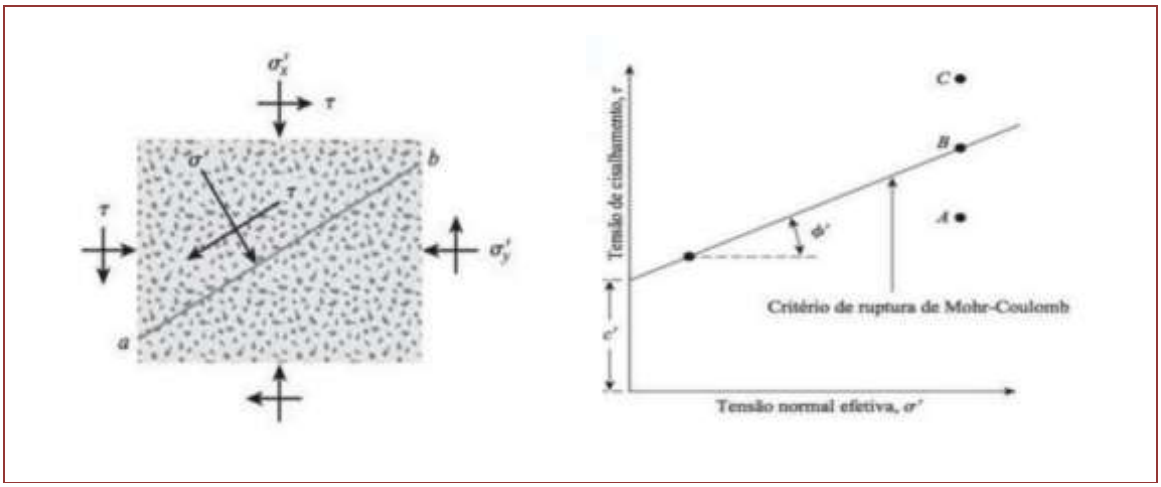
c′ é a coesão

ϕ′ é o ângulo de atrito interno, ambos baseados na tensão efetiva.

Segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, a ruptura por cisalhamento ocorre quando a tensão de cisalhamento em um plano atinge um valor específico. Para determinar a inclinação do plano de ruptura em relação ao plano principal maior, onde σ1′ e σ3′ são, respectivamente, as tensões principais maior e menor. O plano de ruptura EF forma um ângulo θ com o plano principal maior.

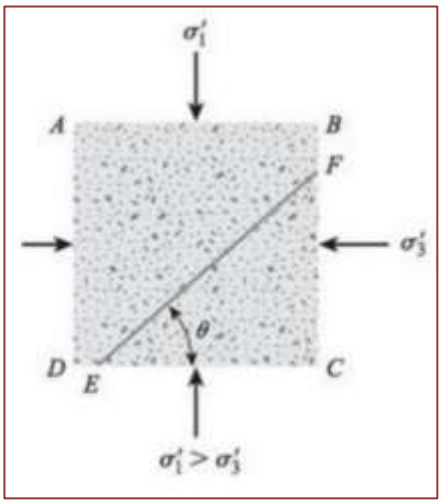
$$2\theta = 90 + \phi' \; ou \;\; \theta = 45 + \frac{\phi'}{2}$$

Figura 162. Critério de ruptura Mohr-Coulomb



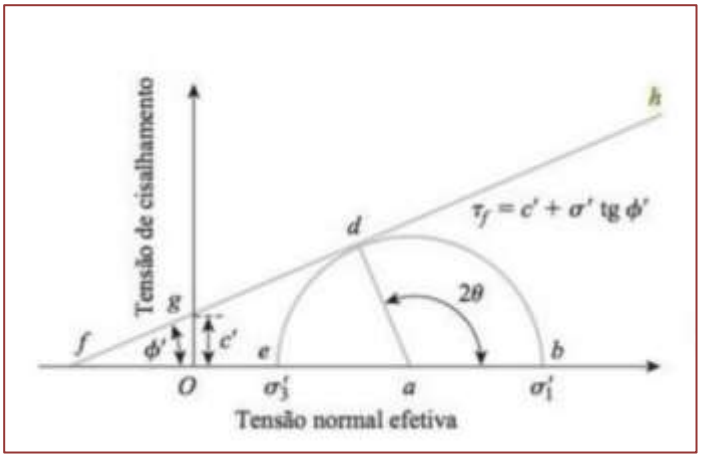
Fonte: Braja (2006)

Figura 163. Inclinação do plano de ruptura no solo em relação ao plano principal maior



Fonte: Braja (2006)

Figura 164. Círculo de Mohr e envoltória de ruptura



Fonte: Braja (2006)

Através dessas considerações, pode se obter a equação:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 tg^2(45 + \frac{\phi'}{2}) + 2c' \, tg(45 + \frac{\phi'}{2})$$

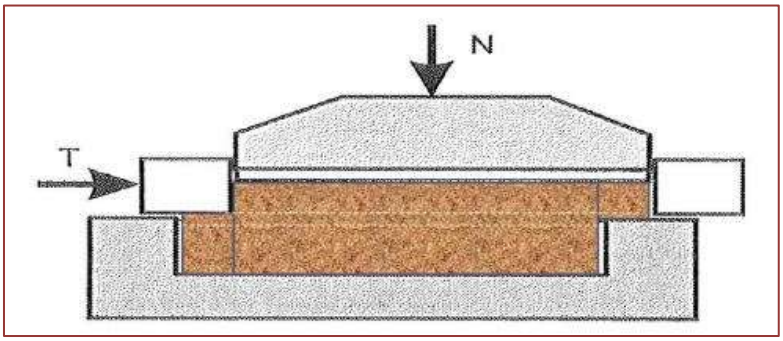
Além disso, considerando os parâmetros de tensão total c e o, pode ser escrita como:

$$\sigma_1 = \sigma_3 tg^2(45 + \frac{\phi}{2}) + 2c \, tg(45 + \frac{\phi}{2})$$

Existem alguns ensaios para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, dentre eles o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial

O ensaio de cisalhamento direto é um dos métodos mais simples para determinar a resistência ao cisalhamento dos solos. O equipamento consiste em uma caixa de cisalhamento de metal dividida horizontalmente em duas metades, onde a amostra de solo, geralmente quadrada ou circular, é colocada. As amostras típicas têm dimensões de cerca de 51 mm x 51 mm ou 102 mm x 102 mm com uma altura de 25 mm.

Figura 165. Ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Cava (2019)

No procedimento do ensaio, uma carga vertical é aplicada na parte superior da amostra, podendo chegar até 1.050 kN/m^2. A carga horizontal é aplicada movendo-se uma metade da caixa em relação à outra, causando a ruptura do solo ao longo do plano de cisalhamento. Dependendo do tipo de controle, o ensaio pode ser de tensão controlada, onde a carga é aplicada em incrementos até a ruptura, com o deslocamento medido por um extensômetro horizontal, ou de deformação controlada, onde uma taxa constante de deslocamento é aplicada por um motor, medindo-se a força de cisalhamento com um anel dinamométrico ou célula de carga.

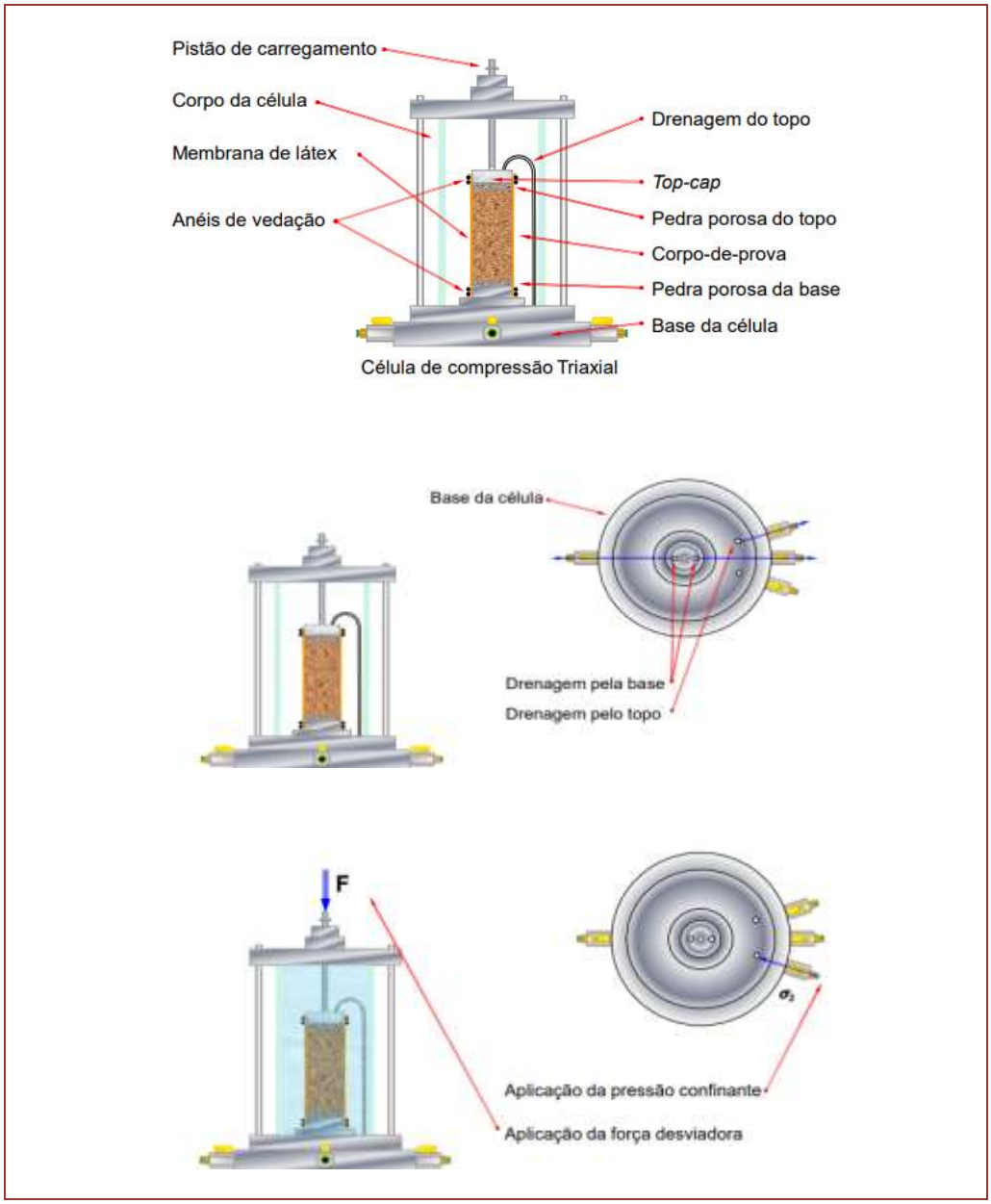
Figura 166. Prensa de cisalhamento direto

Fonte: Biopdi

Nos ensaios de deformação controlada, é possível observar a resistência de pico (ruptura) e a resistência última (pós-ruptura). Já os ensaios de tensão controlada modelam melhor as situações reais de campo, embora a resistência de pico só possa ser aproximada. Os resultados obtidos incluem a resistência ao cisalhamento, deslocamento horizontal e variação na altura da amostra. Observações feitas a partir dos ensaios indicam que, para areias fofas, a resistência ao cisalhamento aumenta até atingir a ruptura e depois se mantém constante, enquanto para areias compactas, a resistência ao cisalhamento aumenta até a ruptura (resistência de pico) e depois diminui até um valor constante (resistência última).

O ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais utilizados para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, sendo amplamente utilizado em pesquisas e ensaios convencionais. A **Figura 166** mostra o layout deste ensaio.

Figura 167. Layout do ensaio de compressão triaxial



Neste teste, um corpo de prova de solo, geralmente com 36 mm de diâmetro e 76 mm de comprimento, é envolto por uma fina membrana de borracha e colocado em uma câmara cilíndrica preenchida com água ou glicerina.

Figura 168. Preparação do corpo de prova

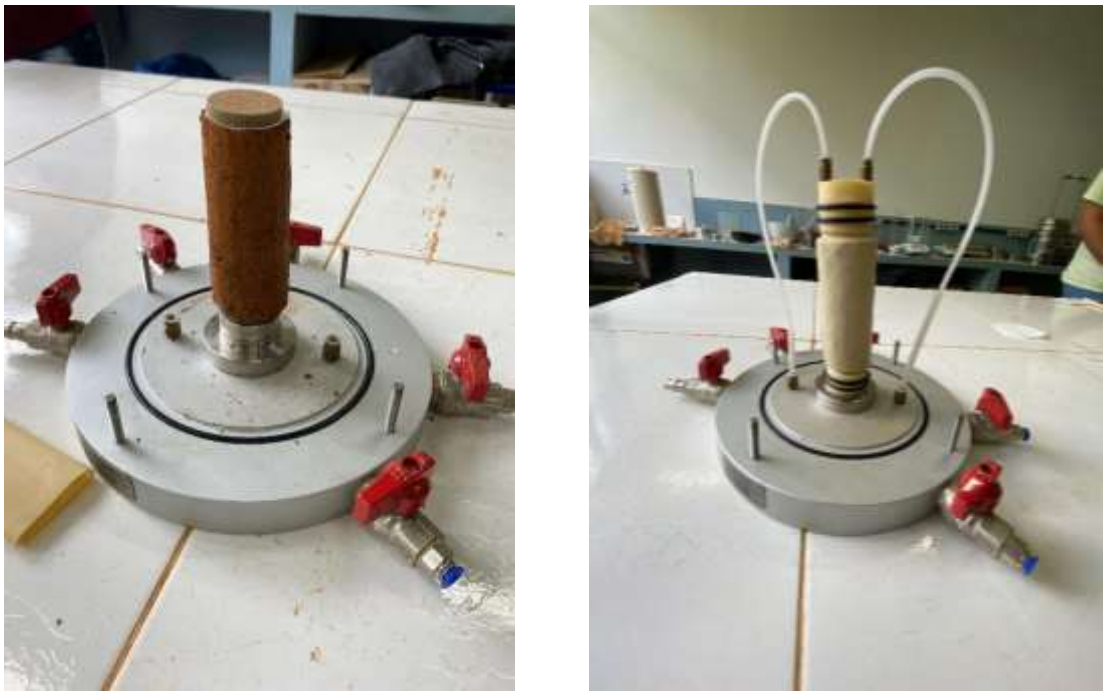


Figura 169. Montagem do equipamento

O corpo de prova é submetido a uma pressão de confinamento através do fluido na câmara.

Para induzir a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, aplica-se uma tensão axial por meio de uma haste de carregamento vertical, conhecida como tensão desviadora. Essa tensão pode ser aplicada de duas maneiras:

a. Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos: a carga é aumentada gradualmente até que o corpo de prova se rompa. A deformação axial resultante é medida por um extensômetro.

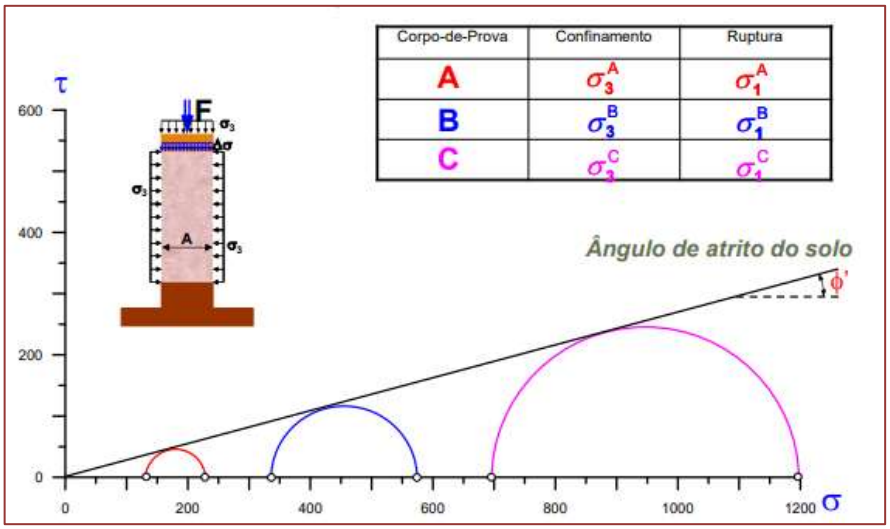
b. Aplicação de deformação axial a uma taxa constante: utiliza-se uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica para controlar a deformação. Este é um ensaio de deformação controlada.

A carga axial aplicada é medida por um anel dinamométrico ou célula de carga fixada à haste de carregamento. Além disso, há conexões para medir a drenagem interna ou externa do corpo de prova e a poropressão, conforme as condições do ensaio. Existem três tipos padrão de ensaios triaxiais, geralmente realizados:

I. Ensaio adensado drenado (CD): Permite a drenagem durante o ensaio.

No ensaio adensado drenado (CD), o solo é adensado sob pressão de confinamento antes da aplicação da carga axial. Durante o adensamento e a aplicação da carga axial, a drenagem é permitida, permitindo que a água dos poros saia do corpo de prova. Este ensaio é realizado lentamente para assegurar que a drenagem completa ocorra, evitando o acúmulo de poropressão. O ensaio CD é aplicável para solos com baixa permeabilidade onde a drenagem pode ocorrer durante a aplicação da carga, sendo útil para análises de taludes e fundações.

Figura 170. Critério de ruptura Mohr-Coulomb



O gráfico apresentado na **Figura 170**, apresenta o comportamento de três amostras de solo submetidas a um ensaio triaxial CD, onde cada uma das amostras é adensada e carregada até a ruptura, permitindo a drenagem. As amostras, identificadas como A, B e C, são submetidas cada uma a tensões de confinamento diferentes (σ_3),

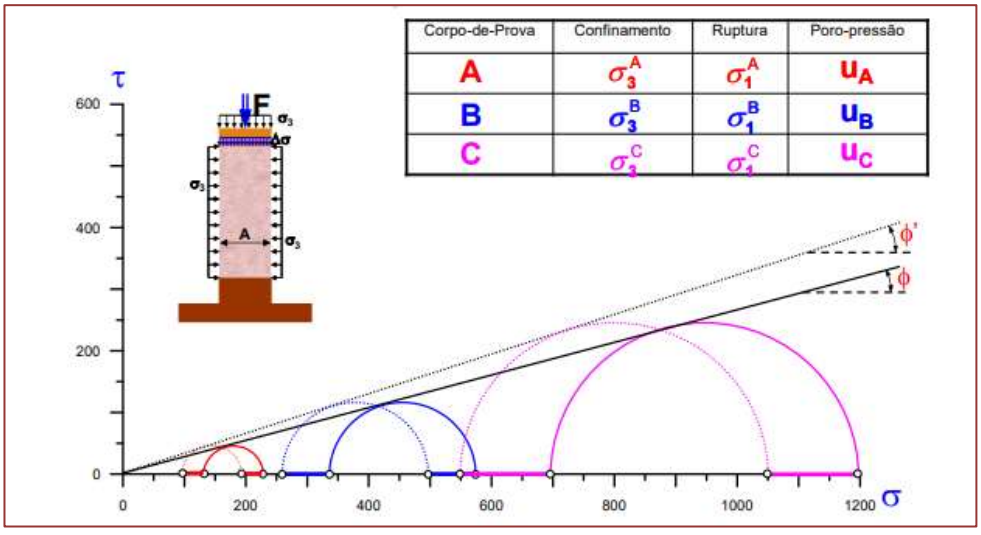
correspondentes a diferentes níveis de profundidade do solo. Cada amostra foi carregada até a ruptura, quando a tensão aplicada no topo da amostra é suficiente para ocorrer a falha do material.

Cada ciclo de Mohr, representados com cores diferentes para cada amostra, apresenta a condição de tensão no ponto de ruptura para as diferentes tensões de confinamento. A envoltória de falha, simbolizada como uma linha reta que tangencia os círculos Mohr, é utilizada para determinar o ângulo de atrito interno do solo (ϕ'). O ângulo de atrito do solo pode ser caracterizado como a inclinação da envoltória em relação ao eixo horizontal, que indica a resistência ao cisalhamento do solo.

II. Ensaio adensado não-drenado (CU): Não permite a drenagem, mas o solo é adensado.

No ensaio adensado não-drenado (CU), o solo é adensado sob pressão de confinamento antes da aplicação da carga axial, similar ao ensaio CD. Entretanto, durante a aplicação da carga axial, a drenagem não é permitida, o que significa que a drenagem ocorre somente durante o adensamento inicial. Este ensaio é realizado rapidamente para evitar a drenagem durante a aplicação da carga axial, resultando em um aumento da poropressão. O ensaio CU é indicado para análises de curto prazo e situações onde o solo não tem tempo para drenar durante o carregamento, como em condições de carregamento rápido.

Figura 171. Critério de ruptura Mohr-Coulomb



A **Figura 171** apresenta um gráfico que esboça o comportamento de três amostras submetidas a um ensaio triaxial CU, onde as amostras são adensadas sob uma tensão confinante é carregada até a ruptura sem permitir a drenagem, durante o carregamento a pressão nos poros (u) aumenta devido o impedimento da água sair dos poros. Esse tipo de ensaio é realizado para prever as propriedades de resistência ao cisalhamento do solo em condições não drenadas.

Os círculos de Mohr apresentados no gráfico representam as condições de tensão no solo. Os círculos sólidos representam as tensões totais no solo, que incluem tanto a tensão efetiva quanto a pressão nos poros. Já os círculos pontilhados representam as

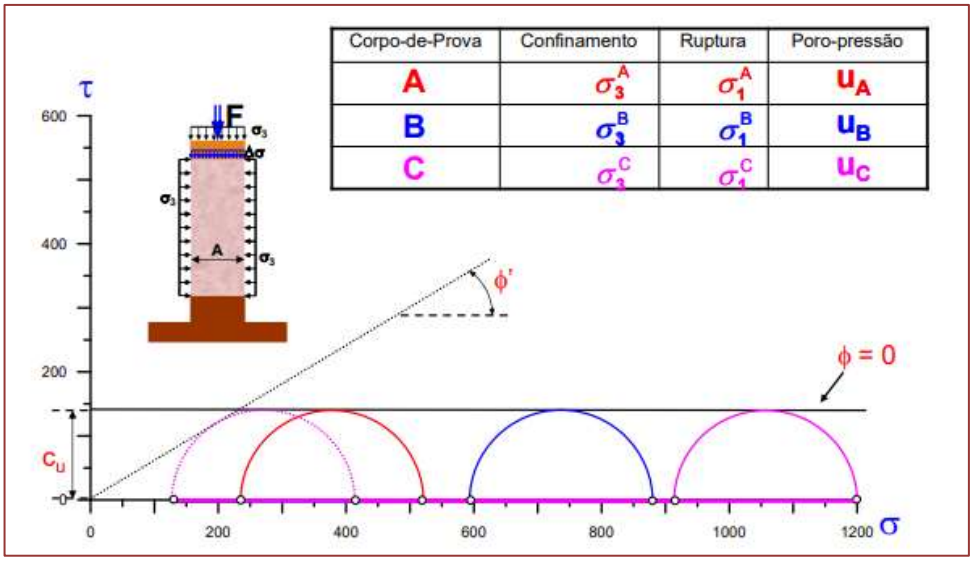
tensões efetivas, que são caracterizadas como as tensões reais atuantes no solo e controlam a resistência ao cisalhamento, calculadas como a tensão total menos a poropressão.

O ângulo de atrito interno (ϕ) é determinado pela envoltória de tensões totais que consideram o efeito da poropressão. A envoltória de falha efetiva tangencia os círculos de Mohr das tensões efetivas (pontilhados) e possui uma inclinação definida como ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), que é maior que o ângulo obtido com as tensões totais devido ao efeito da poropressão.

III. Ensaio não-adensado não-drenado (UU): Não permite adensamento nem drenagem.

No ensaio não-adensado não-drenado (UU), o solo não é adensado antes da aplicação da carga axial, e a drenagem não é permitida em nenhuma etapa do ensaio. A água dos poros permanece no solo durante todo o teste, e o ensaio é realizado rapidamente para garantir que a poropressão inicial seja mantida. O ensaio UU é adequado para avaliar a resistência ao cisalhamento do solo em condições inalteradas, sendo aplicado para solos saturados em suas condições naturais, sem um prévio adensamento.

Figura 172. Critério de ruptura Mohr-Coulomb



A **Figura 172** apresenta um gráfico construído a partir do ensaio triaxial UU realizado em três amostras de solo não consolidadas antes do carregamento, e carregadas sem permitir a drenagem das amostras.

Os círculos de Mohr representados na imagem, demonstram as condições de tensão nas amostras de solo. Todos os círculos possuem o mesmo raio e centro horizontal, indicando que a resistência ao cisalhamento é constante para todas as amostras. Esse valor de resistência constante indica que o solo testado possui uma resistência puramente coesiva (C_u), já que o ângulo de atrito (ϕ) é zero, evidenciado pela falta de variação no raio dos círculos de Mohr para diferentes tensões de confinamento. A linha horizontal no gráfico indica a resistência não drenada do solo, e a interseção dos círculos de mohr com

esta linha reflete o valor da resistência constante para todas as condições de ensaio aplicadas às três amostras.

A descrição detalhada dos ensaios é apresentada nas normas internacionais.

- ASTM D2850 - Unconsolidated undrained (UU) - Ensaio não consolidado não drenado
- ASTM D4767 _ Consolidated undrained (CU) - Ensaio consolidado não drenado
- ASTM D7181 - Consolidated drained (CD) - Ensaio consolidado drenado.

2. PREDIÇÃO DO ESTADO DE TENSÃO *IN SITU* NO SOLO

A tensão vertical geostática pode ser estimada a partir de um perfil de tensão efetiva com a profundidade. No entanto, a tensão horizontal in situ depende muito da história geológica do solo. É comum representar a razão entre a tensão horizontal e vertical efetiva pelo coeficiente de repouso K_0.

O coeficiente de repouso K_0 é a razão entre as tensões horizontais e verticais efetivas em um solo que não está submetido a deformações laterais (ou seja, está em repouso). Ele é fundamental para entender como o solo se comporta sob condições naturais, sem interferência de carregamentos externos adicionais. A fórmula teórica de Jáky é uma das mais utilizadas para estimar K_0:

$$K_0 = 1 - sen\phi'$$

Onde ϕ′ é o ângulo de atrito efetivo do solo.

A Razão de Sobreconsolidação (OCR) é a razão entre a tensão de pré-consolidação máxima histórica que um solo experimentou e a tensão efetiva vertical atual. OCR é um indicador de quanto o solo foi compactado ou descarregado no passado. Um OCR maior que 1 indica que o solo foi sobreconsolidado, enquanto um OCR igual a 1 indica um solo normalmente consolidado.

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_v}$$

Onde σ'_p é a tensão de pré-consolidação e σ'_v é a tensão efetiva vertical atual.

I. Solo Normalmente Consolidado (OCR = 1):

Para solos que estão sob condições normalmente consolidadas, K_0 pode ser estimado diretamente pela fórmula de Jáky, como mencionado anteriormente.

II. Solo Sobreconsolidado (OCR > 1):

Em solos sobreconsolidados, K_0 tende a aumentar com o aumento de OCR. A relação empírica frequentemente usada para descrever K_0 em solos sobreconsolidados é:

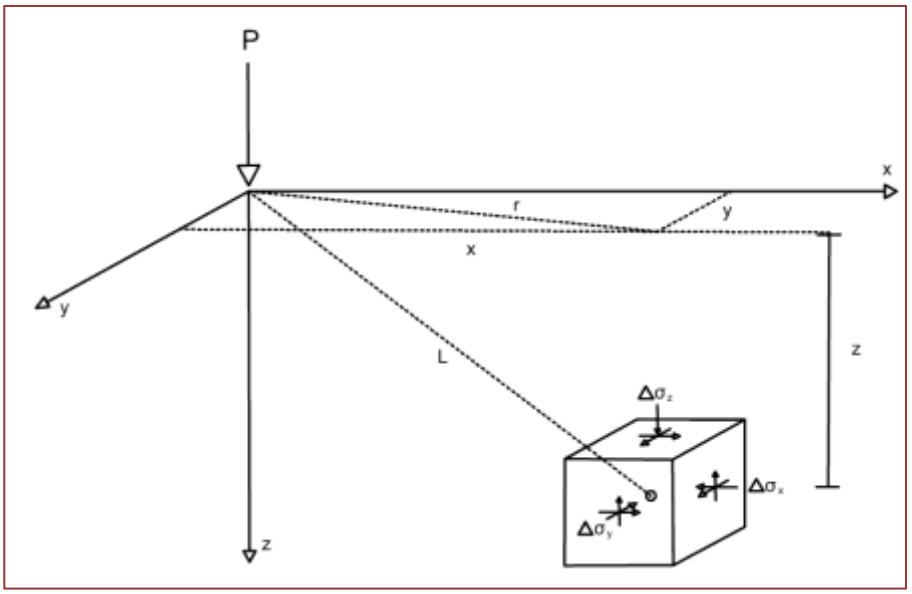
$$K_0 = K_{0,virgem} \times OCR^{\alpha}$$

Onde, $K_{0,virgem}$ é o coeficiente de repouso para o solo normalmente consolidado, α é um expoente que depende das propriedades do solo.

III. Tensão causada por uma carga pontual - Boussinesq

Boussinesq, em 1883, resolveu o problema das tensões em um ponto qualquer de um meio homogêneo, elástico e isotrópico, resultante de uma carga pontual aplicada na superfície de um semi-espaço infinito.

Figura 173. Tensões em um meio elástico causadas por uma carga pontual



Fonte: Braja(2006)

Analisando a

Figura 173, a solução de Boussinesq para as tensões normais em um ponto devido à carga pontual P é dada pelas seguintes equações:

$$\Delta\sigma_x = \frac{P}{2\Pi}\{\frac{3x^2z}{L^5} - (1-2\mu)[\frac{x^2-y^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{y^2z}{L^3r^2}]\}$$

$$\Delta\sigma_y = \frac{P}{2\Pi}\{\frac{2y^2z}{L^5} - (1-2\mu)[\frac{y^2-x^2}{Lr^2(L+z)} + \frac{x^2z}{L^3r^2}]\}$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{3P}{2\Pi} \times \frac{z^3}{L^5} = \frac{3P}{2\Pi} \times \frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}$$

$$\tau_{rz} = \frac{3P}{2\Pi}\frac{rz^2}{L^5}$$

Onde,

$$r = \sqrt{x^2+y^2}$$

$$L = \sqrt{x^2+y^2+z^2} = \sqrt{r^2+z^2}$$

μ = coeficiente de Poisson

A relação para $\Delta\sigma_z$ pode ser reescrita como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P}{z^2}\{\frac{3}{2\pi}\frac{1}{[(r/z)+1]^{5/2}}\} = \frac{P}{z^2}I_1$$

Onde,

$$I_1 = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{[(r/z)+1]^{5/2}}$$

A variação do I_1 para diferentes valores de r/z é apresentado no **Quadro 86**.

Quadro 86. Variação do I_1 para diferentes valores de r/z

r/z	I_1	r/z	I_1
0,00	0,4775	0,75	0,1565
0,02	0,4770	0,80	0,1386
0,04	0,4765	0,85	0,1226
0,06	0,4723	0,90	0,1083
0,08	0,4699	0,95	0,0956
0,10	0,4657	1,00	0,0844
0,12	0,4607	1,20	0,0513
0,14	0,4548	1,40	0,0317
0,16	0,4482	1,60	0,0200
0,18	0,4409	1,80	0,0129
0,20	0,4329	2,00	0,0085
0,22	0,4242	2,20	0,0058
0,24	0,4151	2,40	0,0040
0,26	0,4050	2,60	0,0029
0,28	0,3954	2,80	0,0021
0,30	0,3849	3,00	0,0015
0,32	0,3742	3,20	0,0011
0,34	0,3632	3,40	0,0009
0,36	0,3521	3,60	0,0066
0,38	0,3408	3,80	0,0005
0,40	0,3294	4,00	0,0004
0,45	0,3011	4,20	0,0003
0,50	0,2733	4,40	0,0003
0,55	0,2466	4,60	0,0002
0,60	0,2214	4,80	0,0002
0,65	0,1978	5,00	0,0001
0,70	0,1762		

Fonte: Braja(2006)

IV. Tensão vertical devido a uma carga pontual - Westergaard

Em 1938, Westergaard propôs uma solução para determinar a tensão vertical devido a uma carga pontual P em um meio sólido elástico com camadas alternadas com reforço rígido fino. Considerando, para essa hipótese, a idealização de uma camada de argila com estratos de areia.

Figura 174. Solução de Westergaard

Fonte: Braja(2006)

Observando a **Figura 174**, o aumento da tensão vertical no ponto A, pode ser expresso como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{P\eta}{2\Pi z^2}\left[\frac{1}{\eta^2 + (r/z)^2}\right]^{3/2}$$

Onde,

$$\eta = \sqrt{\frac{1-2\mu_s}{2-2\mu_s}}$$

μ_s= coeficiente de Poisson do sólido entre os reforços rígidos

$$r = \sqrt{x^2 + y^2}$$

A equação pode ser reescrita como:

$$\Delta\sigma_z = (\frac{P}{z^2})I_2$$

Onde,

$$I_2 = \frac{1}{2\Pi\eta^2}[(\frac{r}{\eta z})^2 + 1]^{-3/2}$$

Quando μ_s for igual a) a equação pode ser simplificada, obtendo:

$$\sigma_z = \frac{P}{\Pi z^2}\frac{1}{[1 + 2(\frac{r}{z})^2]^{3/2}}$$

OBSERVAÇÃO:

Da mesma forma como ocorreu para a solução de Boussines, a solução de Westergaard pode ser utilizada para outros tipos de carregamento.

Simplificações:

a. Para pequenas relações de r/z, a solução de boussines fornece valores maiores.
b. Para r/z igual a 1,8, os dois métodos fornecem valores bem próximos
c. Para r/z maior que 1,8, a solução de Westergaard fornece valores maiores
d. Para placa retangular uniformemente carregada, quando o valor de L for maior que o valor de três vezes o valor de B, considera-se a placa de comprimento infinito
e. Para profundidade z maior que o valor de três vezes o valor de B considera-se a carga concentrada atuando no centro da placa e calcula-se o acréscimo de tensões aplicando a solução de Boussinesq.
f. Para tensões ao longo da profundidade, pode-se admitir que haja uma distribuição uniforme de tensões em áreas que aumentam progressivamente com a profundidade.
g. Costuma-se adotar que as tensões se propagam segundo uma inclinação 2:1 ou algum ângulo (geralmente 30°):

$$q = \frac{P}{(B + z)(L + z)}$$

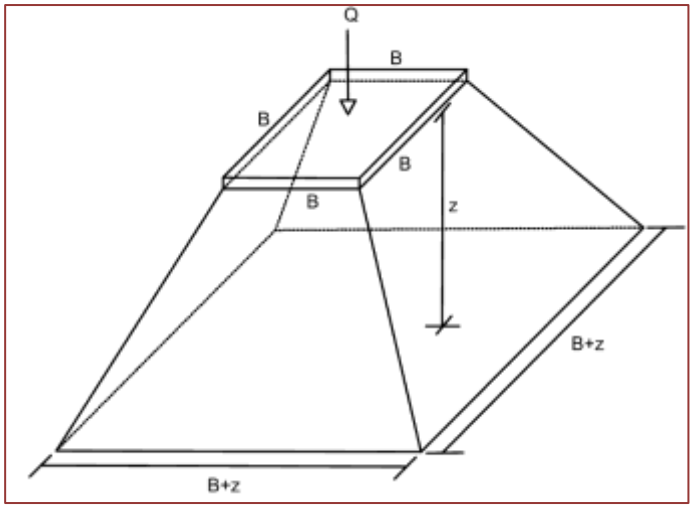
h. Ou placa de forma quadrada:

$$q = \frac{P}{(B + z)^2}$$

V. Soluções pelo método 2:1

A **Figura 175** apresenta um esquema do processo de propagação de tensão 2:1 através de uma placa quadrada, com um carregamento concentrado (Q) no centro de gravidade da placa.

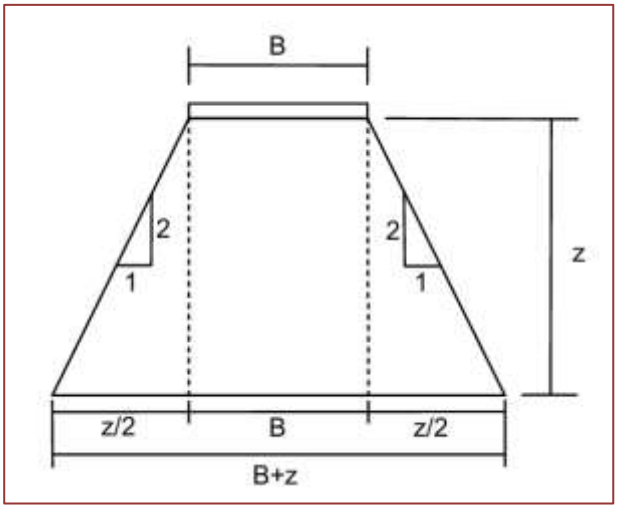
Figura 175. Esquema do processo de propagação de tensão 2:1 de uma placa quadrada



É possível observar que para uma profundidade z a carga Q será distribuída sobre uma área quadrada, calculado por:

$$A=(B+z)\ (B+z)$$

Figura 176. Representação para cálculo da área



A **Figura 176**, apresenta uma representação gráfica da seção para a obtenção da área. Para cada z metros acrescidos de profundidade vertical, são acrescentados o valor

de z/2 metros na horizontal, ou largura da área do plano de referência onde será calculado o acréscimo de tensão vertical, tanto para a direita como para a esquerda

A tensão vertical para esse método pode ser calculada usando a seguinte equação:

$$\sigma_z = \frac{Q}{(B+z)(L+z)}$$

Onde,

Q: carga atuante no centro de gravidade da placa retangular

B: largura da placa retangular

L: comprimento da placa retangular

z: profundidade onde atua o acréscimo de tensão vertical devido à carga Q

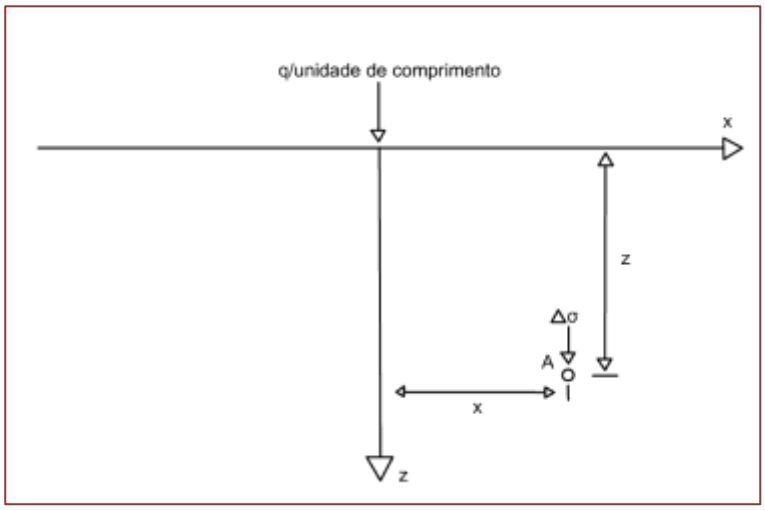
Para uma placa quadrada carregada com uma carga Q, atuante no centro de gravidade da placa, pode-se calcular o acréscimo de tensão vertical atuante em uma profundidade z pela seguinte equação:

$$\sigma_z = \frac{Q}{(B+z)^2}$$

VI. Tensão Vertical causada por uma linha de carga vertical

Observando a **Figura 177**, que apresenta uma linha de carga flexível vertical de comprimento infinito que tem uma intensidade q/unidade de comprimento na superfície de uma massa de solo infinito.

Figura 177. Linha de carga sobre a superfície de uma massa de solo semi-infinita



Fonte: Braja(2006)

O aumento da tensão vertical dentro da massa de solo pode ser encontrado a partir dos princípios da teoria da elasticidade, ou através da fórmula:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2qz^3}{\pi(x^2+z^2)^2}$$

Podendo ser reescrita como,

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi z[(x/z)^2+1]^2} \text{ ou } \frac{\Delta\sigma_z}{(q/z)} = \frac{2}{\pi[(x/z)^2+1]^2}$$

Pode-se calcular a variação de $\Delta\sigma_z/(q/z)$ a partir do **Quadro 87**, que apresenta valores para x/z.

Quadro 87. Variação de $\Delta\sigma_z/(q/z)$ com x/z.

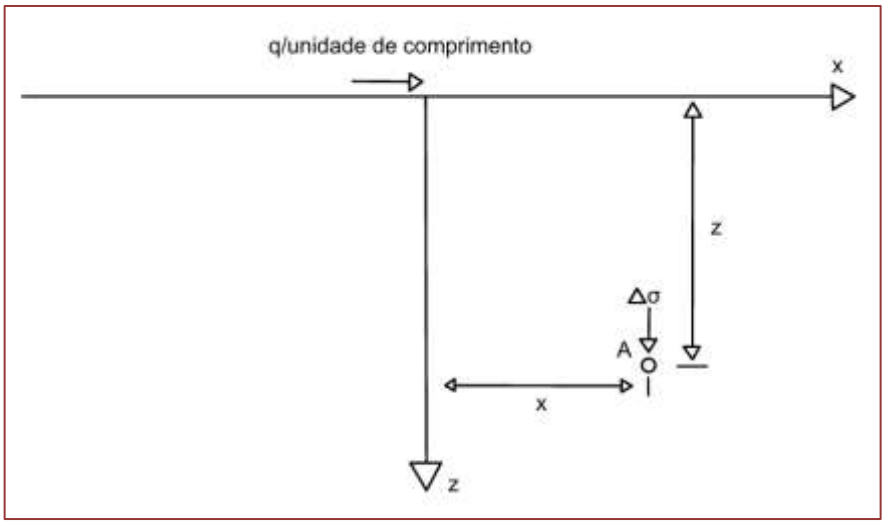
x/z	Dsz / (q/z)	x/z	Dsz / (q/z)
0,00	0,637	1,30	0,088
0,10	0,624	1,40	0,073
0,20	0,589	1,50	0,060
0,30	0,536	1,60	0,050
0,40	0,473	1,70	0,042
0,50	0,407	1,80	0,035
0,60	0,344	1,90	0,030
0,70	0,287	2,00	0,025
0,80	0,237	2,20	0,019
0,90	0,194	2,40	0,014
1,00	0,159	2,60	0,011
1,10	0,130	2,80	0,008
1,20	0,107	3,00	0,006

Fonte:Braja(2006)

VII. Tensão Vertical causada por uma linha de carga horizontal

A **Figura 178** apresenta uma linha de carga flexível horizontal na superfície de uma massa de solo semi-infinita.

Figura 178. Linha de carga horizontal sobre a superfície de uma massa de solo semi-infinita



Fonte:Braja (2006)

O aumento no valor da tensão vertical no ponto A na massa de solo pode ser expressa por:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\Pi}\frac{xz^2}{(x^2+z^2)^2}$$

Através do **Quadro 88** com valores para x/z é possível obter o valor da variação $\Delta\sigma_z/(q/z)$.

Quadro 88. Variação de $\Delta\sigma_z/(q/z)$ com x/z

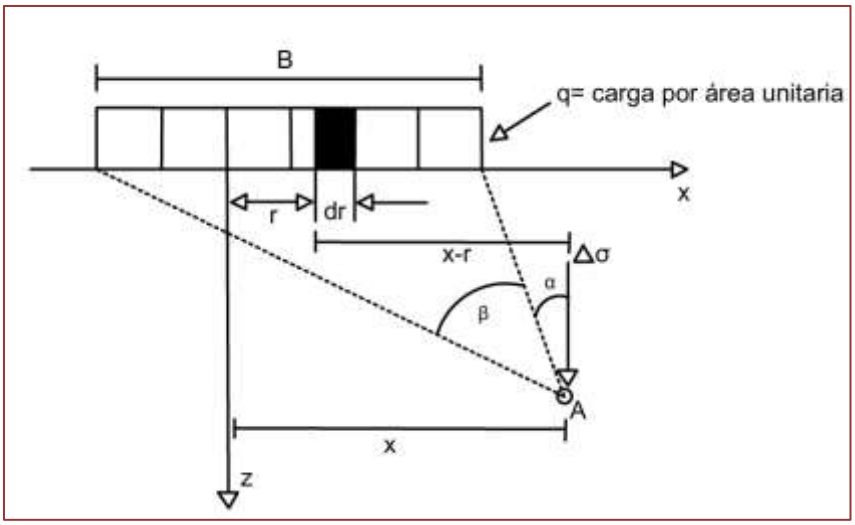
x/z	Dsz / (q/z)	x/z	Dsz / (q/z)
0,00	0	0,70	0,201
0,10	0,062	0,80	0,189
0,20	0,118	0,90	0,175
0,30	0,161	1,00	0,159
0,40	0,189	1,50	0,090
0,50	0,204	2,00	0,051
0,60	0,207	3,00	0,019

Fonte: Braja(2006)

VIII. Tensão Vertical causada por uma faixa de carga vertical (largura finita e comprimento infinito) - Carothers-Terzaghi

A equação fundamental para o aumento da tensão vertical em um ponto em uma massa de solo devido a uma linha de carga pode ser usada para determinar a tensão vertical em um ponto sob uma faixa de carga flexível de largura B.

Figura 179. Tensão vertical causada por uma faixa de carga flexível



Fonte: Braja(2006)

Seja a carga por unidade de área da faixa igual a q. Considerando uma faixa elementar de largura dr, a carga por unidade de comprimento dessa faixa será q dr, tratada como uma linha de carga. A equação seguinte, fornece o aumento da tensão vertical no ponto A dentro da massa de solo causado por essa faixa elementar de carga.

$$d\sigma_z = \frac{2(qdr)z^3}{\Pi[(x-r)^2+z^2]^2}$$

Para calcular o aumento da tensão vertical total, é necessário integrar a equação de -B/2 a B/2, obtendo a seguinte equação de forma simplificada:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q}{\Pi}[\beta + sen\beta\ cos(\beta + 2\delta)]$$

Além disso, podemos obter as seguintes tensões no ponto A:

$$\Delta\sigma_x = \frac{q}{\Pi}[\beta - sen\beta\ cos(\beta + 2\delta)]$$

$$\tau_{xz} = \frac{q}{\Pi}[sen\beta\ sin(\beta + 2\delta)]$$

É possível obter a variação $\Delta\sigma_z$/q com 2z/B para 2z/B, apresentado no **Quadro 89.**

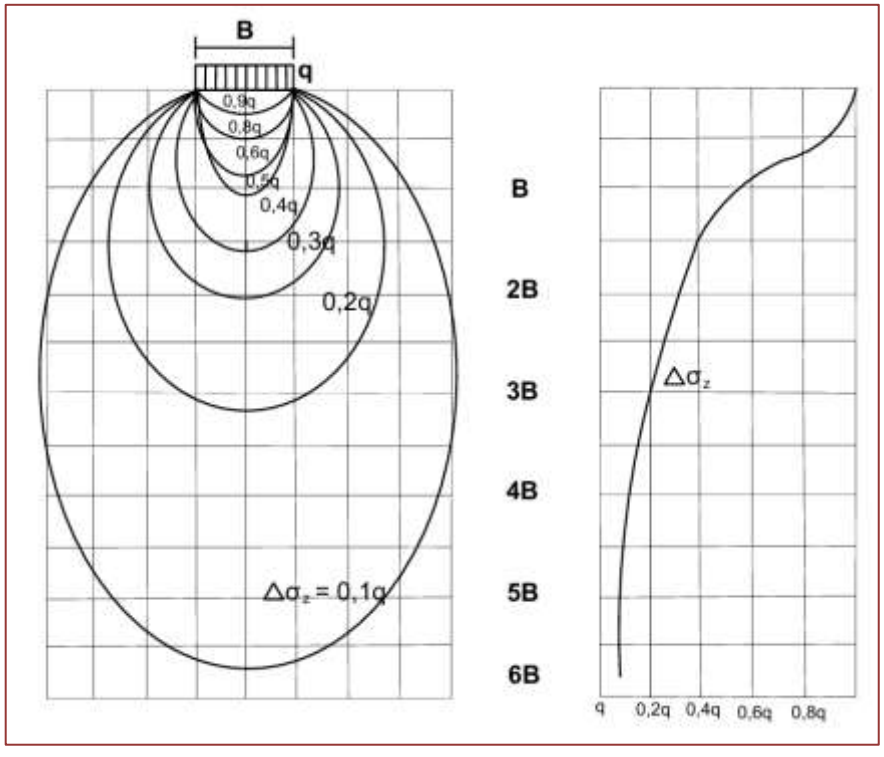
Quadro 89. Variação de $\Delta\sigma_z$/q com 2z/B e 2x/B.

	2x/B				
2z/B	0	0,5	1	1,5	2
0,0	1	1	0,5	-	-
0,5	0,959	0,903	0,497	0,089	0,019
1,0	0,818	0,735	0,480	0,249	0,078
1,5	0,668	0,607	0,448	0,270	0,146
2,0	0,550	0,510	0,409	0,288	0,185
2,5	0,462	0,437	0,370	0,285	0,205
3,0	0,396	0,379	0,334	0,273	0,211
3,5	0,345	0,334	0,302	0,258	0,216
4,0	0,306	0,298	0,275	0,242	0,205
4,5	0,274	0,268	0,251	0,226	0,197
5,0	0,248	0,244	0,231	0,212	0,188

Fonte: Braja(2006)

Pode ser obter uma solução gráfica utilizando a **Figura 179**.

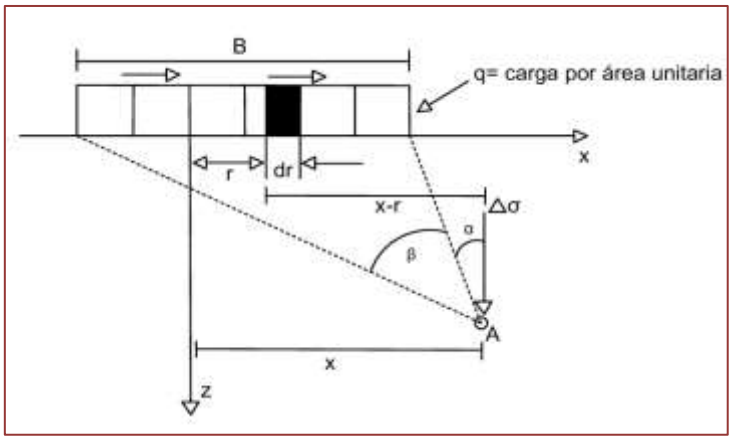
Figura 180. Gráfico de Carothers-Terzaghi



IX. Tensão Vertical causada por uma faixa de carga horizontal

A **Figura 181** mostra uma faixa de carga horizontal de largura B atuando na superfície de uma massa de solo homogênea.

Figura 181. Tensão vertical devido à faixa de carga horizontal



Fonte:Braja (2006)

A intensidade da carga por unidade de área é igual a q. A equação para o cálculo da tensão vertical pode ser expressa como:

$$\Delta\sigma_z = \frac{2Bqxz^2}{\Pi\{[x^2 + z^2 - (\frac{B}{2})^2]^2 + B^2z^2\}}$$

O **Quadro 90** apresenta a variação de $\Delta\sigma_z$/q com 2x/B e 2z/B.

Quadro 90. Variação de $\Delta\sigma_z$/q

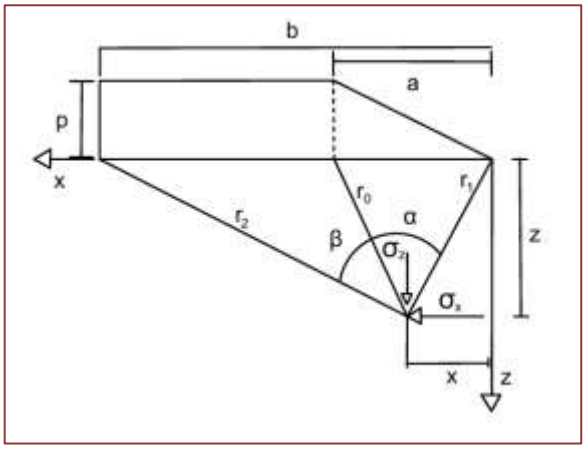
2x/B	2z/B	Dsz / q	2x/B	2z/B	Dsz / q	2x/B	2z/B	Dsz / q
0,0	0,0	0	1,0	0,25	0,3134	2,0	0,25	0,0164
	0,5	0		0,50	0,2996		0,50	0,0552
	1,0	0		1,00	0,2546		1,00	0,1305
	1,5	0		1,50	0,2037		1,50	0,1568
	2,0	0		2,00	0,1592		2,00	0,1567
	2,5	0		2,50	0,1243		2,50	0,1442
0,5	0,0	0	1,5	0,25	0,0606	2,5	0,50	0,0254
	0,3	0,0522		0,50	0,1466		1,00	0,739
	0,5	0,1274		1,00	0,2101		1,50	0,1096
	1,0	0,159		1,50	0,2022		2,00	0,1258
	1,5	0,275		2,00	0,1754		2,50	0,1266
	2,0	0,0959		2,50	0,1469			
	2,5	0,0721						

Fonte:Braja(2006)

X. Carregamento em forma de trapézio retângulo de comprimento infinito - Carothers

Esse tipo de solução é aplicado na obtenção das tensões produzidas no interior de uma massa de aterros e barragens. A **Figura 182** é uma representação gráfica desse tipo de carregamento.

Figura 182. Carregamento em forma de trapézio retângulo de comprimento infinito



As tensões produzidas no ponto A podem ser obtidas utilizando as seguintes equações:

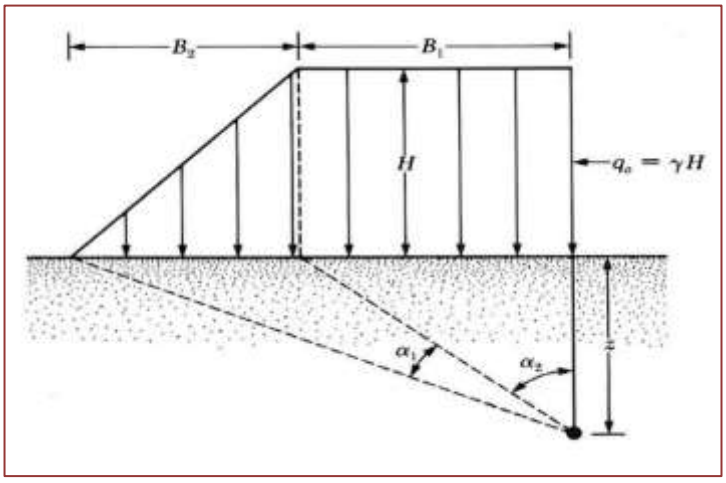
$$\sigma_x = \frac{q}{\Pi}\left[\beta + \frac{x}{a}\alpha + \frac{2z}{a} ln\frac{r_0}{r_1} + \frac{z}{r_2^2}(x-b)\right]$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\Pi}\left[\beta + \frac{x}{a}\alpha + \frac{z}{r_2^2}(x-b)\right]$$

XI. Tensão Vertical devido o carregamento de um aterro - Ostemberg

A **Figura 183** apresenta a seção transversal de um aterro com altura H.

Figura 183. Carregamento do aterro



Fonte: Braja(2006)

Para esse tipo de carregamento bidimensional, o aumento de tensão vertical pode ser calculado a partir da equação:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0}{\Pi}\left[\left(\frac{B_1 + B_2}{B_2}\right)(\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2}(\alpha_2)\right]$$

onde,

$$q_0 = \gamma H$$

γ = peso específico do solo do aterro

H = altura do aterro

$$\alpha_1(radianos) = tg^{-1}\left(\frac{B_1 + B_2}{z}\right) - tg^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$$

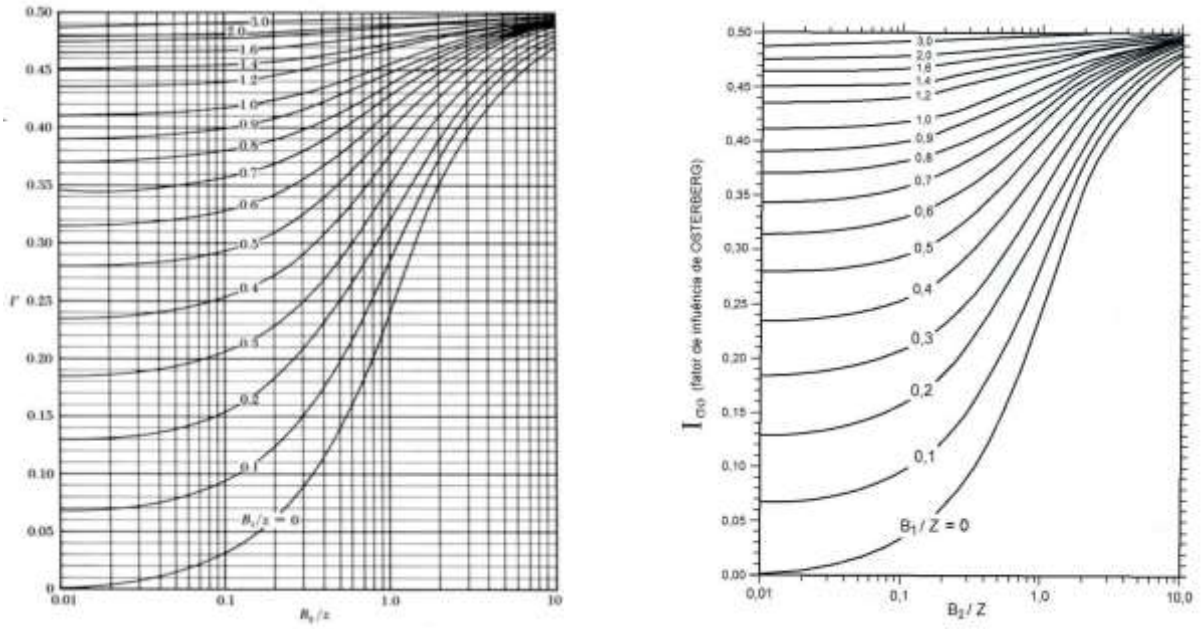
$$\alpha_2 = tg^{-1}\left(\frac{B_1}{z}\right)$$

A forma simplificada para essa fórmula é,

$$\Delta\sigma_z = q_0 I_3$$

Onde I_3 é em função de B_1/z e B_2/z. A variação de I_3 com B_1/z e B_2/z é apresentado na **Figura 184.**

Figura 184. Gráfico de Osterberg

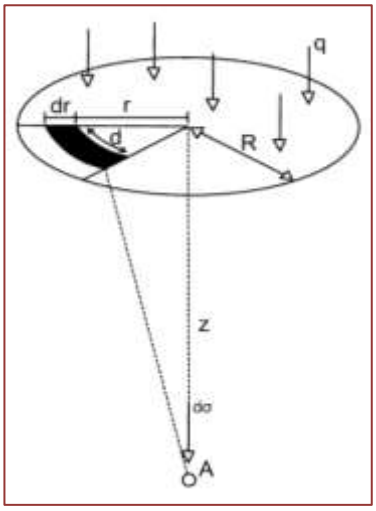


Fonte: Braja(2006)

XII. Tensão Vertical abaixo do centro de uma área circular uniformemente carregada - Love

Utilizando a solução de Boussinesq para a tensão vertical $\Delta\sigma_z$ causada por uma carga pontual, podemos desenvolver uma expressão para a tensão vertical abaixo do centro de uma área circular uniformemente carregada.

Figura 185. Tensão vertical abaixo do centro de uma área circular flexível uniformemente carregada



Fonte:Braja(2006)

Na **Figura 185**, a intensidade da pressão na área circular de raio R é q. A carga total na área elementar (sombreada na figura) é $qr\ dr\ d\alpha$. A tensão vertical $d\sigma_z$ no ponto A, causada pela carga na área elementar (assumida como uma carga concentrada), pode ser obtida da equação:

$$d\sigma_z = \frac{3(qr\ dr\ d\alpha)}{2\Pi}\frac{z^3}{(r^2+z^2)^{5/2}}dr\ d\alpha$$

O aumento da tensão no ponto A causado pela área carregada inteira pode ser encontrado integrando a equação, obtendo:

$$\Delta\sigma_z = q\ \{1 - \frac{1}{[(R/z)^2+1]^{3/2}}\}$$

A variação $\Delta\sigma_z$/q com z/R é apresentada no **Quadro 91**.

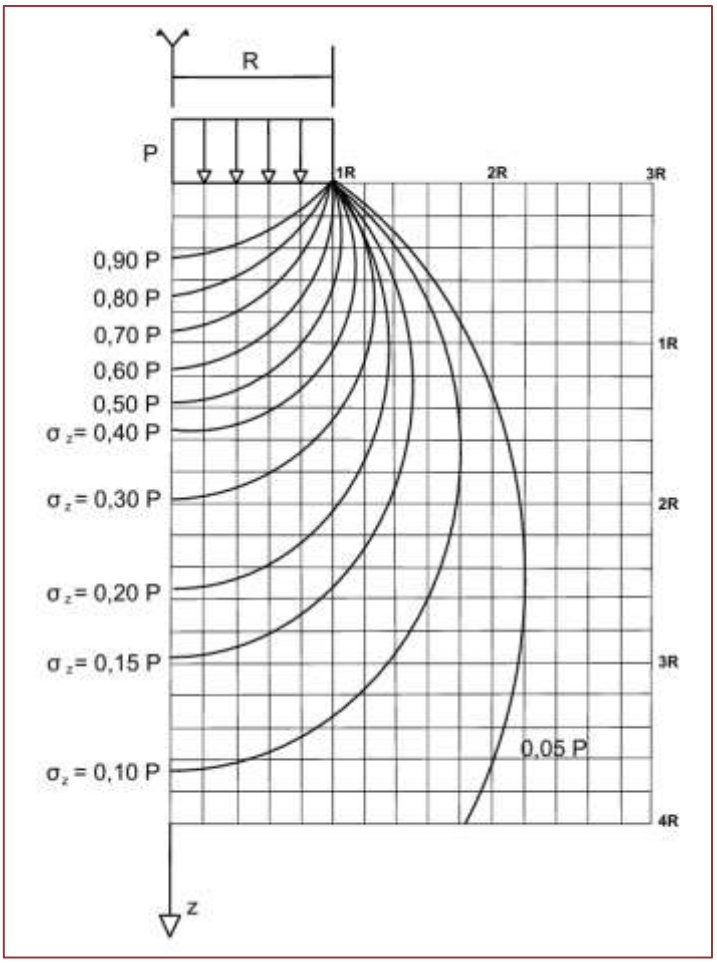
Quadro 91. Variação $\Delta\sigma_z$/q com z/R

z/R	Dsz / q	z/R	Dsz / q
0,00	1	1,0	0,6465
0,02	0,9999	1,5	0,4240
0,05	0,9998	2,0	0,2845
0,10	0,999	2,5	0,1996
0,20	0,9925	3,0	0,1436
0,40	0,9488	4,0	0,0869
0,50	0,9106	5,0	0,0571
0,80	0,7562		

Fonte:Braja(2006)

É possível obter a tensão efetiva utilizando o ábaco apresentado na **Figura 186.**

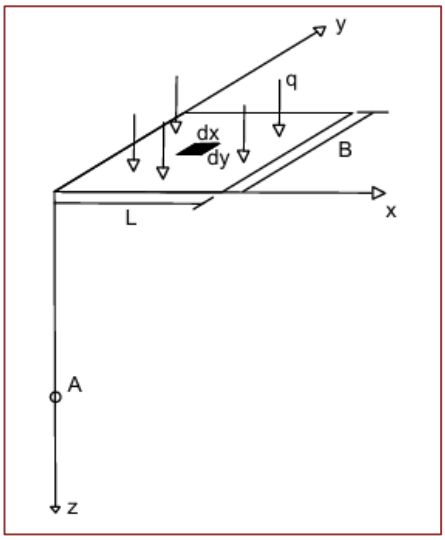
Figura 186: Tensão sob o centro de uma área circular flexível uniformemente carregada



XIII. Tensão Vertical causada por uma área retangular carregada

A solução de Boussinesq também é utilizada para calcular o aumento da tensão vertical abaixo de uma área flexível retangular carregada, como mostrado na **Figura 187.**

Figura 187. Tensão vertical sob uma área retangular flexível uniformemente carregada - Newmark



Fonte: Braja(2006)

A área carregada está na superfície do solo e possui comprimento (L) e largura (B). A carga uniformemente distribuída por unidade de área é (q). Para determinar o aumento na tensão vertical no ponto A, localizado a uma profundidade z abaixo do canto da área retangular, consideramos uma pequena área elementar dx dy do retângulo **(Figura 186)** A carga sobre essa área elementar é:

$$dq = q\,dx\,dy$$

O aumento na tensão no ponto A causado pela carga da área elementar é determinado usando a equação:

$$d\sigma_z = \frac{3q\,dx\,dy\,z^3}{2\pi(x^2+y^2+z^2)^{5/2}}$$

O aumento na tensão no ponto A causado pela área carregada completa é determinado integrando a equação:

$$\Delta\sigma_z = \int \quad d\sigma_z = qI_4$$

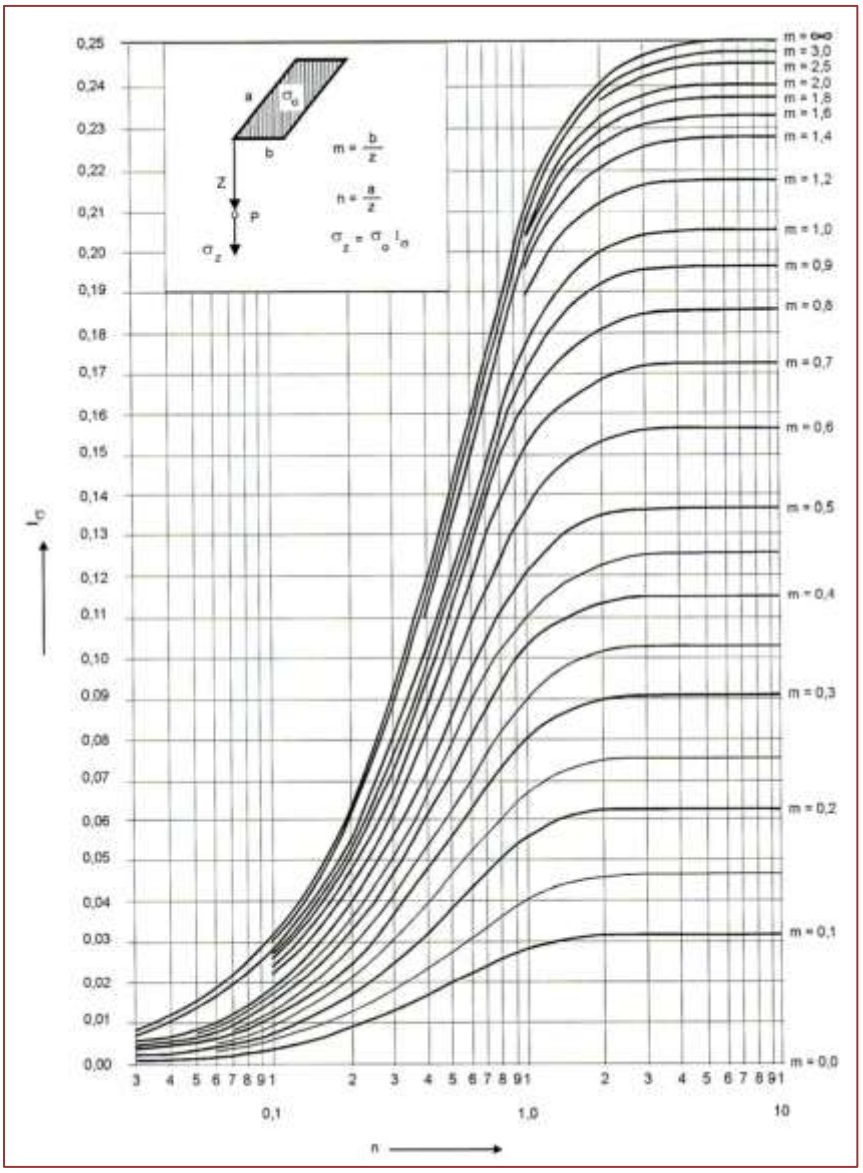
Onde,

$$I_4 = \frac{1}{4\Pi}\left[\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\left(\frac{m^2+n^2+2}{m^2+n^2+1}\right) + tg^{-1}\left(\frac{2mn\sqrt{m^2+n^2+1}}{m^2+n^2+m^2n^2+1}\right)\right]$$

$$m = \frac{B}{z} \quad n = \frac{L}{z}$$

A variação de I_4 com m e n é apresentada na **Figura 188** e no **Quadro 92.**

Figura 188. Variação de I_4 com m e n



Fonte: Braja(2006)

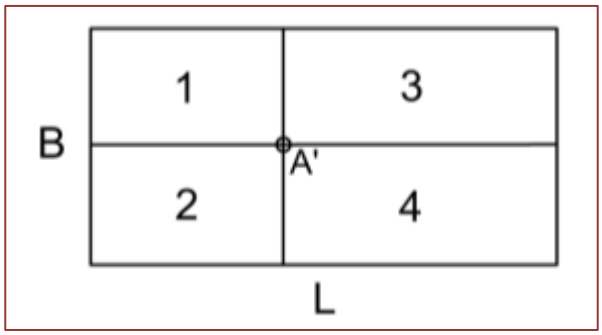
Quadro 92. Variação de I_4 com m e n

	m									
n	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,10	0,0047	0,0092	0,0132	0,0168	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,027	0,0279
0,20	0,0092	0,0179	0,0259	0,0328	0,0387	0,0435	0,0474	0,0504	0,0528	0,0547
0,30	0,0132	0,0259	0,0374	0,074	0,0559	0,0629	0,686	0,0731	0,0766	0,0794
0,40	0,0168	0,0328	0,0474	0,0602	0,0711	0,0801	0,0873	0,0931	0,0977	0,1013
0,50	0,0198	0,0387	0,0559	0,0711	0,084	0,0947	0,1034	0,1104	0,1158	0,1202
0,60	0,0222	0,0435	0,0629	0,0801	0,0947	0,1069	0,1168	0,1247	0,1311	0,1361
0,70	0,0242	0,0474	0,0686	0,0873	0,1034	0,1169	0,1277	0,1365	0,1436	0,1491
0,80	0,0258	0,0504	0,0731	0,0931	0,1104	0,1247	0,1365	0,1461	0,1537	0,1598
0,90	0,027	0,0528	0,0766	0,0977	0,1158	0,1311	0,1436	0,1537	0,1619	0,1684
1,00	0,0279	0,0547	0,0794	0,1013	0,1202	0,1361	0,1491	0,1598	0,1684	0,1752
1,20	0,0293	0,0573	0,0832	0,1063	0,1263	0,1431	0,157	0,1684	0,1777	0,1851
1,40	0,0301	0,0589	0,0856	0,1094	0,13	0,1475	0,162	0,1739	0,1836	0,1914
1,60	0,0306	0,0599	0,0871	0,1114	0,1324	0,1503	0,1652	0,1774	0,1874	0,1955
1,80	0,0309	0,0606	0,088	0,1126	0,134	0,1521	0,1672	0,1797	0,1899	0,1981
2,00	0,0311	0,061	0,0887	0,1134	0,135	0,1533	0,1686	0,1812	0,1915	0,1999
2,50	0,0314	0,0616	0,0895	0,1145	0,1363	0,1548	0,1704	0,1832	0,1938	0,2024
3,00	0,0315	0,0618	0,0898	0,115	0,1368	0,1555	0,1711	0,1841	0,1947	0,2034
4,00	0,0316	0,0619	0,0901	0,1153	0,1372	0,156	0,1717	0,1847	0,1954	0,2042
5,00	0,0316	0,062	0,0901	0,1154	0,1374	0,1561	0,1719	0,1849	0,1956	0,2044
6,00	0,0316	0,062	0,0902	0,1154	0,1374	0,1562	0,1719	0,185	0,1957	0,2045

Fonte: Braja (2006)

O conceito é ilustrado na **Figura 189**, que mostra a determinação da tensão em um ponto A' a uma profundidade z. A área carregada é dividida em quatro retângulos.

Figura 189. Aumento da tensão em qualquer ponto abaixo de uma área flexível retangular carregada



Fonte: Braja(2006)

O ponto A' é o canto comum aos quatro retângulos. O aumento total da tensão causado por toda a área carregada é:

$$\Delta\sigma_z = q[I_{4(1)} + I_{4(2)} + I_{4(3)} + I_{4(4)}]$$

Onde, $I_{4(1)}, I_{4(2)}, I_{4(3)}, I_{4(4)}$ são valores de I_4 para os retângulos 1, 2, 3 e 4.

O aumento de tensão vertical abaixo do centro de uma área circular pode ser fornecido pela relação:

$$\Delta\sigma_z = qI_5$$

Onde,

$$I_5 = \frac{2}{\Pi}\left[\frac{m_1 n_1}{\sqrt{1+m_1^2+n_1^2}}\frac{1+m_1^2+n_1^2}{(1+n_1^2)(m_1^2+n_1^2)} + sen^{-1}\frac{m_1}{\sqrt{m_1^2+n_1^2}\sqrt{1+n_1^2}}\right]$$

$$m_1 = \frac{L}{B} \quad n_1 = \frac{z}{b} \quad b = \frac{B}{2}$$

A variação de I_5 com m_1 e n_1 é dada pelo **Quadro 93**.

Quadro 93. Variação de I_5 com m_1 e n_1

	m1									
n1	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,20	0,994	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997	0,997
0,40	0,960	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,60	0,892	0,932	0,936	0,936	0,937	0,937	0,937	0,937	0,937	0,937
0,80	0,800	0,870	0,878	0,880	0,881	0,881	0,881	0,881	0,881	0,881
1,00	0,701	0,800	0,814	0,817	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818	0,818
1,20	0,606	0,727	0,748	0,753	0,754	0,755	0,755	0,755	0,755	0,755
1,40	0,522	0,658	0,685	0,692	0,694	0,695	0,695	0,696	0,696	0,696
1,60	0,449	0,593	0,627	0,636	0,639	0,640	0,641	0,641	0,641	0,642
1,80	0,388	0,534	0,573	0,585	0,590	0,591	0,592	0,592	0,593	0,593
2,00	0,336	0,481	0,525	0,540	0,545	0,547	0,548	0,549	0,549	0,549
3,00	0,179	0,293	0,348	0,373	0,384	0,389	0,392	0,393	0,394	0,395
4,00	0,108	0,190	0,241	0,269	0,285	0,293	0,298	0,301	0,302	0,303
5,00	0,072	0,131	0,174	0,202	0,219	0,229	0,236	0,240	0,242	0,244
6,00	0,051	0,095	0,130	0,155	0,172	0,184	0,192	0,197	0,200	0,202
7,00	0,038	0,072	0,100	0,122	0,139	0,150	0,158	0,164	0,168	0,171
8,00	0,029	0,056	0,079	0,098	0,113	0,125	0,133	0,139	0,144	0,147
9,00	0,023	0,045	0,064	0,081	0,094	0,105	0,113	0,119	0,124	0,128
10,00	0,019	0,037	0,053	0,067	0,079	0,089	0,097	0,103	0,108	0,112

Fonte: Braja(2006)

XIV. Gráfico de influência para pressão vertical - Newmark (método dos quadrinhos)

A equação : $\Delta\sigma_z = q\,\{1 - \frac{1}{[(R/z)^2+1]^{3/2}}\}$

Pode ser rearranjada e escrita na forma: $\frac{R}{z} = \sqrt{(1 - \frac{\Delta\sigma_z}{q})^{-2/3} - 1}$

Note que R/z e $\Delta\sigma_z$/q são quantidades adimensionais. Os valores de R/z que correspondem a várias relações de pressão estão no **Quadro 94**.

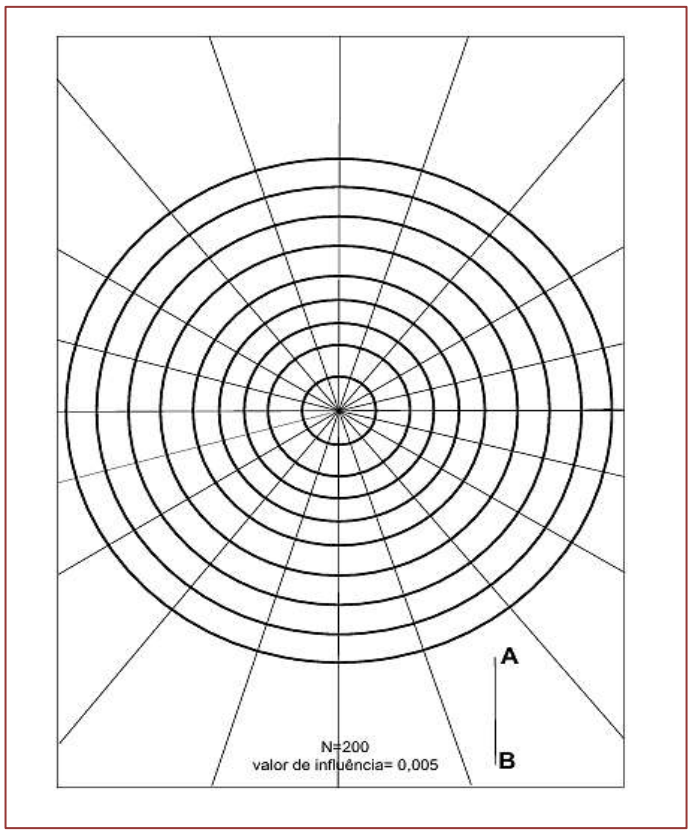
Quadro 94. Valores R/z para várias relações de pressão

Dsz / q	R/z	Dsz / q	R/z
0,00	0	0,55	0,8384
0,05	0,1865	0,60	0,9176
0,10	0,2698	0,65	1,0067
0,15	0,3383	0,70	1,1097
0,20	0,4005	0,75	1,2328
0,25	0,4598	0,80	1,3871
0,30	0,5181	0,85	1,5943
0,35	0,5768	0,90	1,9084
0,40	0,637	0,95	2,5232
0,45	0,6997	1,00	∞
0,50	0,7664		

Fonte: Braja(2006)

Utilizando os valores de R/z obtidos da equação anterior para várias relações de pressão, Newmark desenvolveu um gráfico de influência que pode ser utilizado para determinar relações de pressão vertical em qualquer ponto abaixo de uma área flexível uniformemente carregada de qualquer forma. A **Figura 190** mostra um gráfico de influência construído com círculos concêntricos correspondentes a $\Delta\sigma_z$/q=0, 0,1, 0,2, ..., 1. O comprimento unitário para se representar graficamente os círculos é AB. Os círculos são divididos por linhas radiais. O valor de influência do gráfico é fornecido por 1/N, onde N é o número de elementos do gráfico. Na **Figura 190**, há 200 elementos, portanto, o valor de influência é 0,005.

Figura 190. Gráfico de influência para a pressão vertical de Newmark



Fonte: Braja(2006)

3. PROCEDIMENTO PARA DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO VERTICAL

1. Determine a profundidade: Abaixo da área uniformemente carregada na qual o aumento de tensão é requerido.
2. Represente graficamente a planta da área carregada: Use uma escala onde z seja igual ao comprimento unitário do gráfico (AB).
3. Coloque a planta no gráfico de influência: Alinhe a planta de modo que o ponto abaixo do qual a tensão deve ser determinada fique no centro do gráfico.
4. Conte o número de elementos do gráfico incluídos na planta da área carregada: O aumento de pressão no ponto em consideração é dado por:

$$\Delta\sigma_z = (IV)qM$$

Onde,

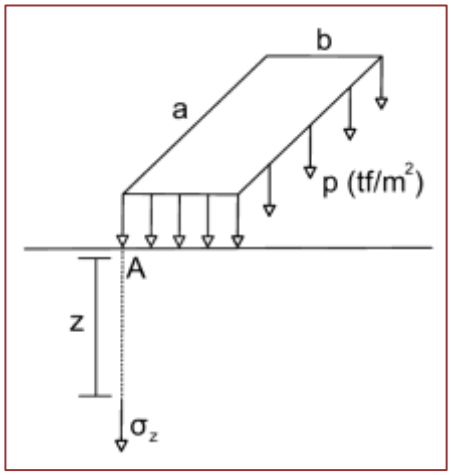
IV= valor de influência

q= pressão da área carregada

I. Carga distribuída sobre uma placa retangular - método de Steinbrenner

Steinbrenner elaborou um gráfico a partir da integração da fórmula de Boussinesq possibilitando determinar a tensão vertical σ_z a uma profundidade z abaixo do vértice A de um retângulo de lados a e b (a>b) uniformemente carregado por uma tensão p.

Figura 191. Carga distribuída sobre uma placa retangular uniformemente carregada

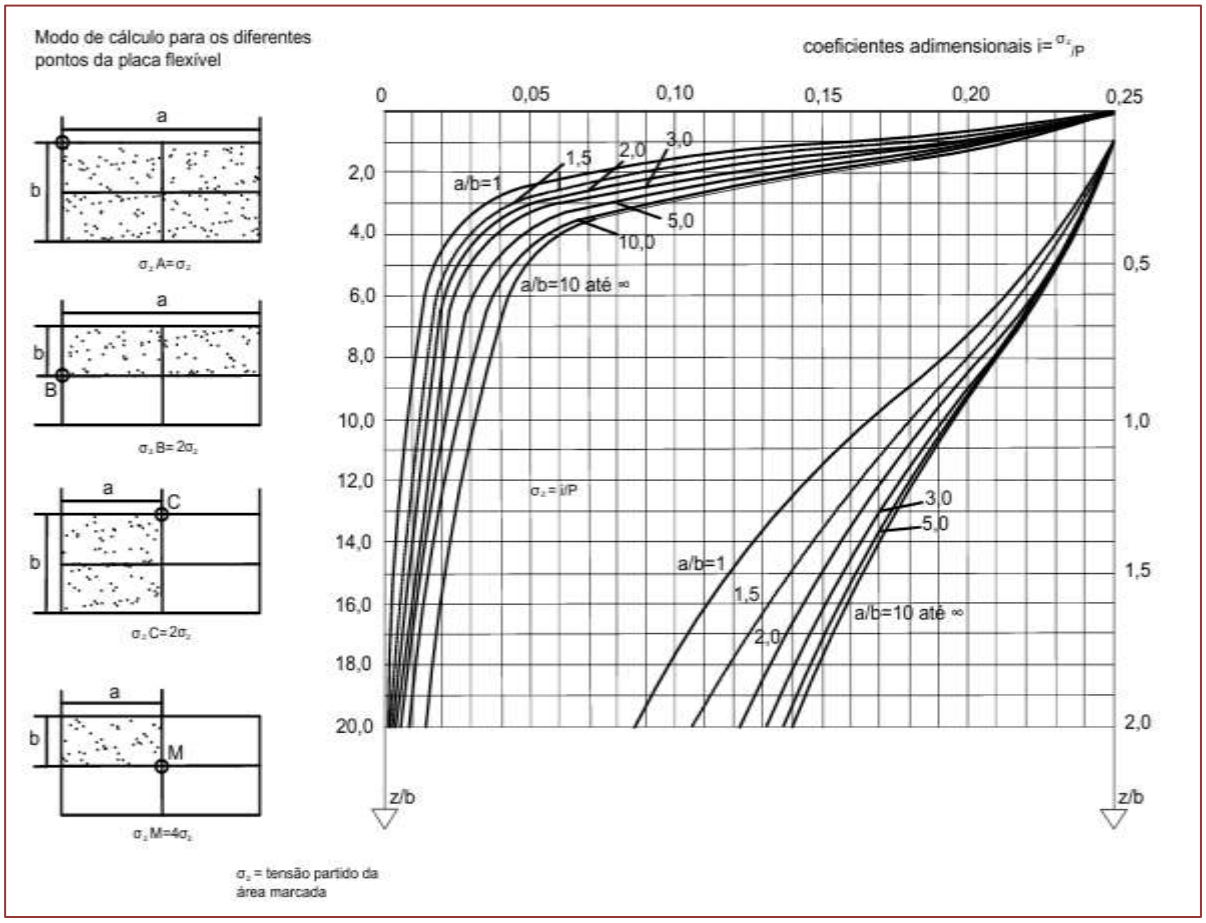


$$\sigma_z = \frac{\sigma_0}{2\Pi}\{arctg\,[\frac{b}{z}\frac{a\,(a^2+b^2)\,-\,2az\,(R-z)}{(a^2+b^2)\,(R-z)\,-\,z\,(R-z)^2}] + [\frac{bz}{b^2+z^2}\frac{a\,(R^2+z^2)}{(a^2+z^2)\,R}]\}$$

$$R = \sqrt{a^2+b^2+z^2}$$

Utilizando os valores z/b e a/b é possível obter uma solução gráfica utilizando a **Figura 192.**

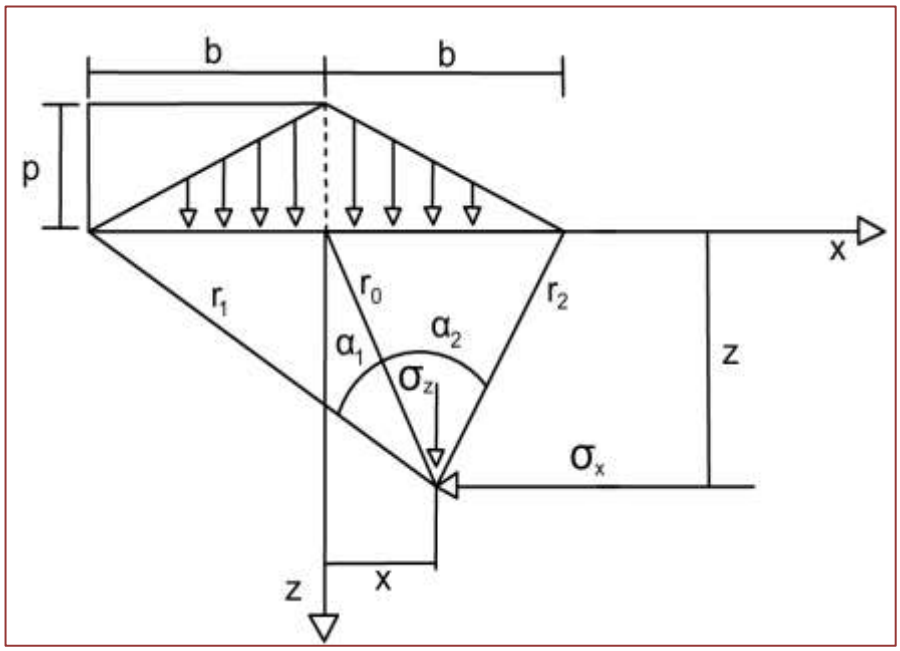
Figura 192. Gráfico de Steinbrenner



II. Carregamento uniformemente distribuído sobre uma área triangular infinita - Carothers

Esse tipo de solução pode ser usado para obter as tensões produzidas no interior de certa massa de solo em aterros e barragens. A **Figura 193** apresenta uma representação gráfica do carregamento.

Figura 193. Carregamento uniformemente distribuído sobre uma área triangular infinita



Podemos obter as seguintes tensões no ponto A:

$$\sigma_x = \frac{q}{\Pi}[\alpha_1 + \alpha_2 + \frac{x}{b}(\alpha_1 - \alpha_2) - \frac{2z}{b} ln \frac{r_1 r_2}{r_0^2}]$$

$$\sigma_z = \frac{q}{\Pi}[\alpha_1 + \alpha_2 + \frac{x}{b}(\alpha_1 - \alpha_2)]$$

III. Método de Melan

Uma solução para o caso de distribuição linear de carga p, a tensão vertical é dada pela fórmula abaixo, obtida por Melan.

$$\sigma_z = \frac{2P}{\Pi Z} cos^4\theta$$

Onde,

σ_z: Pressão vertical aplicada na profundidade (Z)

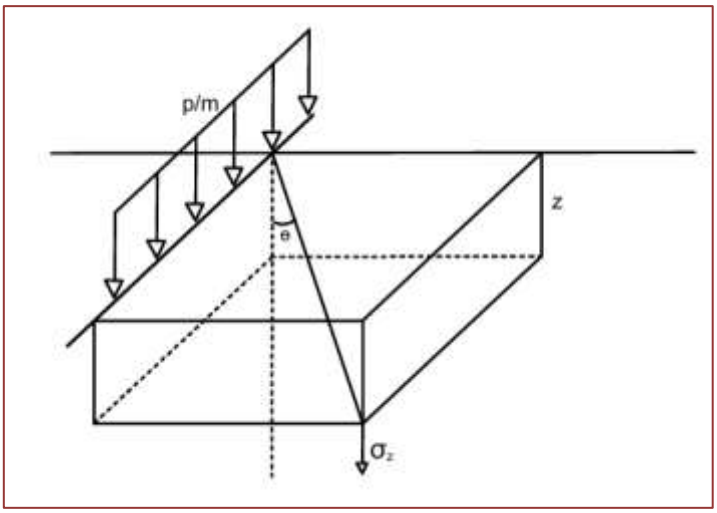
P: carga linear

θ: ângulo de AM com a vertical

Z: Profundidade

A **Figura 194** apresenta a representação gráfica desta solução

Figura 194. Distribuição linear



NOTA DOS AUTORES:

Os procedimentos aqui descritos, estão em conformidade com as normas regulamentadoras do DNIT e/ou ABNT, que são considerados os procedimentos mais práticos dentre os normativos, para que os resultados sejam obtidos de forma confiável mais simples quanto for possível.

É recomendável verificar os capítulos deste manual, que exploram assuntos pertinentes e complementares deste capítulo.

REFERÊNCIAS

[1] ABNT NBR 6457. Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 2024

[2] ABNT NBR 9820. COLETA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS DE SOLOS DE BAIXA CONSISTÊNCIA EM FUROS DE SONDAGEM - PROCEDIMENTO. Rio de Janeiro, 1997

[3] ABNT NBR 9604. ABERTURA DE POÇO E TRINCHEIRA DE INSPEÇÃO EM SOLO, COM RETIRADA DE AMOSTRAS DEFORMADAS E INDEFORMADAS - PROCEDIMENTO. Rio de Janeiro. 2016

[4] ABNT NBR 6502. ROCHAS E SOLOS – TERMINOLOGIA. Rio de Janeiro. 1995.

[5] ABNT. NBR 6484. SOLO - SONDAGEM DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT - MÉTODO DE ENSAIO. Rio de Janeiro. 2020.

[6] ANWAR, Lina. SRBAST, Sarkan; COLLAPSIBLE SOILS CHARACTERISTICS; THEIR SUITABILITY FOR PROJECTS FOUNDATIONS. In: BABAN, N. In: Conference: Collapsible Soils Characteristics. 2019.

[7] AZEVEDO, Izabel Christina Duarte. Análise de Tensões e Deformações em Solos. Editora UFV. 2019

[8] BRANDI, Jose Luiz Gonçalves. PREVISIBILIDADE E CONTROLE DE RECALQUES EM RADIERS SOBRE SOLO MOLE. 2004. Link: https://educapes.capes.gov.br/handle/1884/27921

[9] CAPUTO, Homero Pinto. MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES: FUNDAMENTOS. 6 ed. Volume 1. LTC, Rio de Janeiro, 1988.

[10] CUSTÓDIO, Gisele Santos. INVESTIGAÇÕES E ANÁLISE DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS OBTIDOS COM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E ENSAIOS IN SITU (DMT, PMT, SPT, PDM). Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFV. 2003. Link: http://www.locus.ufv.br/handle/123456789/9667

[11] DAVI, Matheus da Silva. COMPARAÇÃO DE MÉTODOS DE OBTENÇÃO DE UMIDADE DO SOLO DE ANGICOS/RN. Dissertação (TCC - Engenharia Civil). UFERSA. 2022. Link: https://repositorio.ufersa.edu.br/handle/prefix/9311

[12] DNER-ME 041/94. SOLOS - PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO. RIO DE JANEIRO. 1994. Link: https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas

[13] DNER-ME 002/94. EMULSÃO ASFÁLTICA - CARGA DE PARTÍCULA. Rio de Janeiro. 1994

[14] DNER-ME 003/94. MATERIAIS BETUMINOSOS - DETERMINAÇÃO DA PENETRAÇÃO. Rio de Janeiro. 1994

[15] DNIT 159/2011-ME. EMULSÃO ASFÁLTICA – DETERMINAÇÃO DA CARGA DA PARTÍCULA - MÉTODO DE ENSAIO. Rio de Janeiro. 2011

[16] EMBRAPA. SISTEMA BRASILEIRO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS. 5ª Ed. Brasilia-DF. 2018. Link: https://www.embrapa.br/web/solos/sibcs

[17] EMBRAPA. GUIA PRÁTICO DE CROMATOGRAFIA DE PFEIFFER. Documento 455. Pelotas. 2018. Link: http://www.infoteca.cnptia.embrapa.br/infoteca/handle/doc/1097113

[18] GOMES, Hanna Gabrielly dos Santos, SILVANI, Carina. SOLOS EXPANSIVOS: MECANISMOS DE EXPANSÃO E TRATAMENTO. In: 7º Conapesc. 2026. Link: https://editorarealize.com.br/editora/ebooks/conapesc/2022/16112022085659-E-BOOK-VII-CONAPESC.pdf

[19] GUIMARÃES, Thalita Luzia Barros. Determinação da cor do solo pela carta de Munsell e por colorimetria. 2016. 57 f., il. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Agronomia). Universidade de Brasília, Brasília, 2016. Link: https://bdm.unb.br/handle/10483/16494

[20] LOPES, Patrícia Tolentino, HARAGUCHI, Marcelo Tsuyoshi, CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E ESTRUTURAL DO SOLO DE UMA ESTRADA VICINAL NÃO PAVIMENTADA NO MUNICÍPIO DE GOIÂNIA-GO. In: IV CEPE. 2019.

[21] NOGUEIRA, João Baptista. MECÂNICA DOS SOLOS: ENSAIOS DE LABORATÓRIO. EESC/USP. 2005. Link: http://repositorio.eesc.usp.br/handle/RIEESC/6042

[22] PINTO, Carlos de Sousa. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

[23] REBELLO, Y. C. P. FUNDAÇÕES: GUIA PRÁTICO DE PROJETO, EXECUÇÃO E DIMENSIONAMENTO. 4. ed. São Paulo: Zigurate, 2018.

[24] SILVA, Pablo G., ROQUERO, Elvira, RODRIGUEZ-PASCUA, Miguel Angel, AZCARATE, teresa Bardaju; DEVELOPMENT OF A NUMERICAL SYSTEM AND FIELD-SURVEY CHARTS FOR EARTHQUAKE ENVIRONMENTAL EFFECTS BASED ON THE MUNSELL SOIL COLOR CHARTS. In Book: Seismic Hazard, Critical Facilities and Slow Active Faults. Proceedings of the 4th International INQUA Meeting on Paleoseismology, Active Tectonics and Archeoseismology Edition: Grützner & Reicherter Geosolutions UG. 2013.

[25] SILVEIRA, Paulo Edilson Martins, REIS, Fabio Augusto Gomes Vieira. PROCEDIMENTOS DE AVALIAÇÃO DE SOLOS COLAPSÍVEIS POR MEIO DE CORRELAÇÃO ENTRE ENSAIOS EDOMÉTRICOS E ENSAIOS SPT. Geociências, 40(3), 651–660. 2021 Link: https://doi.org/10.5016/geociencias.v40i3.15372

@editorapoisson

www.poisson.com.br
contato@poisson.com.br

https://www.facebook.com/editorapoisson

9 786558 666714